

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA

CENTRO TECNOLÓGICO

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

HENRIQUE DE SOUZA

**PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFICAÇÃO MULTIFAMILIAR EM
CONCRETO ARMADO UTILIZANDO PROCEDIMENTO MANUAL E
SOFTWARE COMERCIAL**

FLORIANÓPOLIS

2017

HENRIQUE DE SOUZA

**PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFICAÇÃO MULTIFAMILIAR EM
CONCRETO ARMADO UTILIZANDO PROCEDIMENTO MANUAL E
SOFTWARE COMERCIAL**

Trabalho Conclusão do Curso de Graduação
em Engenharia Civil do Centro Tecnológico
da Universidade Federal de Santa Catarina
como requisito para a obtenção do título de
Engenheiro Civil.

Orientador: Roberto Caldas de Andrade
Pinto, Ph D.

FLORIANÓPOLIS

2017

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Souza, Henrique de
Projeto estrutural de edificação multifamiliar em
concreto armado utilizando procedimento manual e software
comercial / Henrique de Souza ; orientador, Roberto Caldas
de Andrade Pinto, 2017.
328 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2017.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. projeto estrutural. 3. concreto
armado. 4. procedimento manual. 5. procedimento
computacional. I. Pinto, Roberto Caldas de Andrade. II.
Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em
Engenharia Civil. III. Título.

HENRIQUE DE SOUZA


**PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFICAÇÃO MULTIFAMILIAR EM
CONCRETO ARMADO UTILIZANDO PROCEDIMENTO MANUAL E
SOFTWARE COMERCIAL**

Este Trabalho Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pelo Programa de Graduação de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, 14 de novembro de 2017.

Prof.^a Luciana Rohde, Dr.
Coordenadora do Curso

Banca Examinadora:



Prof. Roberto Caldas de Andrade Pinto, Dr.
Orientador
Universidade Federal de Santa Catarina

Professor Ivo José Padaratz, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

Professor Lourenço Panosso Perlin, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

AGRADECIMENTOS

Agradeço a meus pais, Débora Maria dos Santos e Paulo Henrique de Souza, e minha irmã, Sophia de Souza, por tudo o que tenho e tudo o que sou. Por todo o apoio que sempre me deram e por serem pilares fundamentais do sucesso que conquisto hoje.

A minha namorada, Angélica Rosa de Oliveira, por ser minha companheira, meu porto seguro, minha motivação por querer vencer e por toda a força que me deu, pois sem ela com certeza não teria chegado até aqui.

Aos demais familiares, pelas palavras de incentivo e pelo reconhecimento de todo o meu esforço.

A meu orientador, Professor Roberto Caldas de Andrade Pinto, por todo o conhecimento necessário repassado para a execução deste trabalho, além da atenção e disponibilidade para me atender.

Ao amigo Adriano Fürst, por me ajudar em tantas e tantas coisas que foram essenciais nessa caminhada, além da sua grande amizade.

Aos demais colegas e amigos da UFSC, por tornar o dia-a-dia mais leve e descontraído e por amizades que espero manter pelos anos que virão.

Muito obrigado por fazerem parte disto tudo, vocês com certeza fizeram a diferença pra mim.

RESUMO

Este trabalho apresenta um projeto estrutural de uma edificação residencial multifamiliar, seguindo as prescrições normativas da NBR6118:2014. Duas abordagens foram usadas: manual, utilizando os procedimentos aprendidos durante a graduação e computacional, através do software comercial Eberick® da empresa AltoQI. Também apresenta uma comparação entre os dois procedimentos, com uma análise sobre suas diferenças e/ou semelhanças encontradas.

Palavras-chave: Projeto estrutural, edifício residencial, concreto armado, Eberick.

ABSTRACT

This work presents a reinforced concrete design of a residential building, following the normative prescriptions of the NBR6118:2014. Two approaches were used: manual, using procedures learned during graduation and computational, by using the commercial software Eberick®, from AltoQi company. It also presents a comparison between the two procedures, with an analysis about their differences and/or similarities performed.

Keywords: structural design, residential building, reinforced concrete, Eberick.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Laje Exemplo: Laje 30	24
Figura 2 – Situações de Vinculação das Lajes.....	26
Figura 3 - Cargas de Parede na Laje 30	27
Figura 4 - Resumo dos Momentos de Cálculo Laje 30	31
Figura 5 - Resumo dos Momentos de Cálculo Corrigidos para Laje 30.....	33
Figura 7 - Representação da Viga V75.....	56
Figura 8 - V75: Representação das Linhas de Ruptura.....	58
Figura 9 - Modelagem da Viga V75	60
Figura 10 – V75: Diagrama de Esforços Cortantes	60
Figura 11 – V75: Diagrama de Momentos Fletores	61
Figura 12 - V75: Diagrama de Momentos Fletores para Combinação Quase-Permanente.....	74
Figura 13 - V75: Flechas para Seção Equivalente	77
Figura 14 - V75: Diagrama dos Momentos Fletores para Combinação Frequente.....	80
Figura 15 - V75: Diagrama de Momentos Fletores Decalado	83
Figura 16 - V75: Exemplo de Comprimento de Armadura Longitudinal Positiva.....	87
Figura 17 - V75: Exemplo de Comprimento de Armadura Longitudinal Negativa	88
Figura 18 - V75: Detalhamento	90
Figura 19 - V72: Disposição da Viga no Ante-projeto	92
Figura 20 - V72: Configuração Final da Grelha	93
Figura 21 - Delimitação das Áreas de Influência dos Pilares na Região da Grelha	95
Figura 22 - Representação do Modelo Estrutural da Grelha	97
Figura 23 - Modelo da Grelha no Programa Mastan2.....	98
Figura 24 - Diagrama de Momentos Fletores Máximos na Grelha	99
Figura 25 - Grelha: Diagrama de Esforços Cortantes de V71 e V74	103
Figura 26 - Grelha: Diagrama dos Esforços Cortantes para V10	107
Figura 27 - Grelha: Diagrama dos Momentos Fletores para Combinação Quase-Permanente	114
Figura 28 - Grelha: Diagrama dos Momentos Fletores para Combinação Frequente	115
Figura 29 - Grelha: Decalagem dos Momentos Fletores para Viga V10	116
Figura 30 - Grelha: Demonstração da Determinação do Comprimento de Barras Longitudinais	117
Figura 31 - Grelha: Detalhamento da Viga V10.....	119
Figura 32 - Pilar 37: Situação na Planta de Fôrmas	123
Figura 33 - P37: Diagrama de Esforços Cortantes da V75 na região de encontro com P37	124
Figura 34 - P37: Diagrama de Esforços Cortantes da V19 na região de encontro com P37	125
Figura 35 - P37: Força Normal Acumulada por Pavimento	126
Figura 36 - P37: Detalhamento do Pilar	138
Figura 37 - P75: Situação na Planta de Fôrmas	140
Figura 38 - P75: Esforço Normal Acumulado e Momento Fletor em X por Pavimento	141
Figura 39 - Situação do Pilar P75 no Pavimento Tipo A	142
Figura 40 - P75: Detalhamento do Pilar	149
Figura 41 - P69: Situação na Planta de Fôrmas	152
Figura 42 - P69: Esforços Solicitantes Nos Pavimentos.....	155
Figura 43 - P69: Detalhamento do Pilar	162
Figura 44 - Eberick: Definições de Materiais e Durabilidade	165
Figura 45 - Eberick: Dados de Fluência.....	166
Figura 46 - Eberick: Coeficientes de Ponderação das Ações Permanentes	166

Figura 47 - Eberick: Coeficientes de Ponderação das Ações Acidentais	167
Figura 48 - Eberick: Combinações das Ações Utilizadas.....	167
Figura 49 - Eberick: Definição dos Pavimentos	169
Figura 50 - Eberick: Dados de Entrada para Pilares	170
Figura 51 – Eberick: Dados de Entrada para Vigas.....	170
Figura 52 – Eberick: Dados de Entrada das Lajes	171
Figura 53 - Concentração de Esforços na Laje L26.....	174
Figura 54 - Concentração de Esforços na Laje L27	174
Figura 55 - Eberick: Diagrama de Momentos Fletores Viga V75.....	175
Figura 56 - Representação da Área de Influência para o Pilar P91	177

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Relação Entre Classe de Agressividade Ambiental e Cobrimento Nominal Mínimo..	19
Tabela 2 - Coeficientes μ para Caso 3	30
Tabela 3 – Armadura Longitudinal Mínima para Lajes.....	36
Tabela 4 - Taxa de Armadura Mínima em Lajes	36
Tabela 5 - Resumo das Armaduras Calculadas para Laje 30	39
Tabela 6 - Determinação do Coeficiente α para Laje L30	43
Tabela 7 - Flechas Limites.....	45
Tabela 8 - Lajes: Espessuras e Armaduras Positivas.....	50
Tabela 9 - Lajes: Lista de Aço para Armaduras Positivas.....	51
Tabela 10 - Lajes: Quadro Resumo para Armaduras Positivas.....	53
Tabela 11 - Lajes: Armaduras Negativas	53
Tabela 12 - Lajes: Lista de Aço para Armaduras Negativas	54
Tabela 13 - Quadro Resumo para Armaduras Negativas	54
Tabela 14 - V75: Reações das Lajes	58
Tabela 15 - Reações das Vigas que Influenciam na Viga V75.....	59
Tabela 16 – V75: Reações das Vigas.....	59
Tabela 17 – V75: Momentos Fletores Atuantes de Cálculo	61
Tabela 18 – V75: Esforços Cortantes Atuantes de Cálculo.....	61
Tabela 19 – V75: Momentos Fletores de Cálculo Finais	65
Tabela 20 - V75: Esforços Cortantes de Cálculo Finais.....	65
Tabela 21 - V75: Armaduras Longitudinais para Momento Fletor Negativo	68
Tabela 22 - V75: Armaduras Longitudinais para Momento Fletor Positivo	68
Tabela 23 - V75: Armaduras Transversais	72
Tabela 24 – V75: Carregamento para Combinação Quase-Permanente	73
Tabela 25 - V75: Inércias Equivalentes.....	76
Tabela 26 - V75: Resultados de Deslocamentos Verticais	79
Tabela 27 - V75: Carregamento para Combinação Frequente.....	79
Tabela 28 - V75: Armadura de Ancoragem Necessária nos Apoios	85
Tabela 29 - V75: Comprimentos de Ancoragem Necessários	86
Tabela 30 - L75: Comprimento das Barras Longitudinais.....	88
Tabela 31 - V75: Lista de Aço	91
Tabela 32 - V75: Quadro Resumo	91
Tabela 33 - V72: Carregamento Devido ao Peso Próprio.....	94
Tabela 34 - V72: Carregamento Devido às Reações das Lajes	94
Tabela 35 - V72: Carregamentos Distribuídos na Grelha	94
Tabela 36 - Redução da Carga Variável em Pilares	96
Tabela 37 - V72: Carregamentos Pontuais Estimados de Pilares	96
Tabela 38 - Esforços Solicitantes de Cálculo na Grelha.....	100
Tabela 39 - Grelha: Área de Armadura Necessária para Momento Fletor Positivo.....	100
Tabela 40 - Grelha: Especificações para Armadura Positiva Inferior	101
Tabela 41 - Grelha: Especificações para Armadura Positiva Superior	101
Tabela 42 - Grelha: Área de Armadura Necessária para Momento Fletor Negativo Esquerdo	101
Tabela 43 - Grelha: Especificações para Armadura Negativa Esquerda	101
Tabela 44 - Grelha: Área de Armadura Necessária para Momento Fletor Negativo Direito	102
Tabela 45 - Grelha: Especificações para Armadura Negativa Esquerda	102
Tabela 46 - Grelha: Área de Armadura Transversal Necessária.....	104

Tabela 47 - Grelha: Especificações para Armadura Transversal	105
Tabela 48 - Grelha: Dimensionamento de Armaduras de Suspensão	108
Tabela 49 - Grelha: Armaduras Necessárias de Torção	112
Tabela 50 - Grelha: Armaduras Necessárias Totais.....	113
Tabela 51 - Grelha: Determinação da Inércia Equivalente para V10	114
Tabela 52 - Grelha: Verificação da Flecha Limite	114
Tabela 53 - Grelha: Determinação da Abertura de Fissuras para V10.....	115
Tabela 54 - Grelha: Cálculo da Decalagem do Diagrama de Momentos Fletores.....	116
Tabela 55 - Grelha: Cálculo da Armadura de Ancoragem Necessária nos Apoios	116
Tabela 56 - Grelha: Cálculo do Comprimento de Ancoragem Com Ganchos	117
Tabela 57 - Grelha: Cálculo do Comprimento de Ancoragem Sem Ganchos.....	117
Tabela 58 - Grelha: Comprimento das Barras Longitudinais Conforme Divisão do Diagrama de Momentos.....	118
Tabela 59 - Grelha: Comprimento e Quantidade de Estribos para V10.....	118
Tabela 60 - Grelha: Detalhamento da Armadura de Longitudinal Lateral.....	118
Tabela 61 - Grelha: Detalhamento da Armadura de Suspensão.....	118
Tabela 62 - Grelha: Lista de Aço para V10	120
Tabela 63 - Grelha: Quadro Resumo para V10.....	120
Tabela 64 - P37: Situações de Cálculo	130
Tabela 65 - P37: Situações de Cálculo e Dados de Saída do Ábaco	132
Tabela 66 - P37: Lista de Aço.....	138
Tabela 67 - P37: Quadro Resumo.....	139
Tabela 68 - V75: Carga Suportada pelo Pilar em Cada Pavimento	141
Tabela 69 - P75: Situações de Cálculo	144
Tabela 70 - P75: Dados de Saída do Ábaco 4B	145
Tabela 71 - P75: Lista de Aço.....	150
Tabela 72 - P75: Quadro Resumo.....	150
Tabela 73 - P69: Força Normal Estimada pela Área de Influência	152
Tabela 74 - P69: Determinação do Carregamento das Vigas Vinculadas	153
Tabela 75 - P69: Determinação dos Momentos Fletores Solicitantes	154
Tabela 76 - P69: Situações de Cálculo	158
Tabela 77 - P69: Situações de Cálculo e Dados de Saída do Ábaco	159
Tabela 78 - P69: Lista de Aço.....	163
Tabela 79 - P69: Quadro Resumo.....	163
Tabela 80 – Comparativo Entre as Armaduras Positivas para Lajes	172
Tabela 81 - Comparativo Entre as Armaduras Negativas para Lajes	173
Tabela 82 - Comparativo Entre as Armaduras da Viga V75	176
Tabela 83 - Diferença Entre as Armaduras Totais nas Vigas	176
Tabela 84 - Comparativo Entre as Armaduras da Grelha.....	176
Tabela 85 - Levantamento do Carregamento do Pilar P91	178
Tabela 86 - Comparativo Entre as Armaduras dos Pilares	178

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
1.1	OBJETIVOS	15
1.1.1	Geral.....	15
1.1.2	Específico.....	15
2	MÉTODO DE TRABALHO	17
3	CARACTERÍSTICAS DO PROJETO	18
3.1	PROJETO ARQUITETÔNICO	18
3.2	LOCALIZAÇÃO	18
3.2.1	Classe de Agressividade do Ambiente.....	18
3.3	MATERIAIS EMPREGADOS	19
3.3.1	Concreto.....	19
3.3.2	Aço.....	20
4	CONCEPÇÃO INICIAL	21
4.1	LANÇAMENTO DA ESTRUTURA.....	21
4.2	PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	22
5	PROCEDIMENTO MANUAL.....	23
5.1	LAJES	23
5.1.1	Pré-dimensionamento e Vãos Efetivos	24
5.1.2	Tipo de Armação.....	25
5.1.3	Vinculação	25
5.1.4	Carregamento Permanente e Acidental	26
5.1.5	Estado Limite Último.....	28
5.1.5.1	Momentos Fletores de Cálculo	28
5.1.5.2	Compatibilização dos Momentos Negativos e Correção dos Momentos Positivos ...	31
5.1.5.3	Cálculo das Armaduras Longitudinais	33
5.1.5.3.1	Armaduras Positivas	33
5.1.5.3.2	Armaduras Negativas.....	38
5.1.5.3.3	Resumo das Armaduras Calculadas.....	39
5.1.6	Estado Limite de Serviço (ELS)	39
5.1.6.1	Deformações Excessivas (Flechas).....	39
5.1.7	Detalhamento da Armadura	46
5.1.7.1	Armadura positiva para o menor vão (l_x):.....	47

5.1.7.2	Armatura positiva para o maior vão (l_y):	48
5.1.7.3	Armatura negativa:.....	48
5.1.8	Resultados	49
5.2	VIGAS	55
5.2.1	Viga V75 (Pavimento Tipo B)	55
5.2.1.1	Pré-dimensionamento e Vão Efetivo	55
5.2.1.2	Carregamentos	56
5.2.1.3	Cálculo dos Esforços	59
5.2.1.4	Dimensionamento das Armaduras Longitudinais	62
5.2.1.5	Dimensionamento das Armaduras Transversais	68
5.2.1.6	Estado Limite de Serviço – Deformações Excessivas	72
5.2.1.7	Estado Limite de Serviço – Abertura de Fissuras	79
5.2.1.8	Detalhamento das Armaduras	82
5.2.1.9	Resultados.....	89
5.2.2	Viga V72 (Pavimento Tipo A).....	91
5.2.2.1	Configuração Inicial e Modificações	92
5.2.2.2	Carregamentos	94
5.2.2.3	Cálculo dos Esforços	97
5.2.2.4	Dimensionamento das Armaduras Longitudinais	100
5.2.2.5	Dimensionamento das Armaduras Transversais	102
5.2.2.6	Dimensionamento das Armaduras de Pele.....	105
5.2.2.7	Dimensionamento de Armaduras de Suspensão	106
5.2.2.8	Dimensionamento de Armaduras de Torção.....	108
5.2.2.9	Estado Limite de Serviço – Deformações Excessivas	113
5.2.2.10	Estado Limite de Serviço – Abertura de Fissuras	114
5.2.2.11	Detalhamento das Armaduras	115
5.2.2.12	Resultados.....	119
5.3	PILARES	120
5.3.1	Pilar P37 (Interno).....	121
5.3.1.1	Pré-dimensionamento	121
5.3.1.2	Carregamentos	123
5.3.1.3	Dimensionamento das Armaduras Longitudinais	127
5.3.1.4	Detalhamento de Armaduras.....	133
5.3.1.5	Resultados.....	137

5.3.2	Pilar P75 (Bordo)	139
5.3.2.1	Pré-dimensionamento	139
5.3.2.2	Carregamentos	140
5.3.2.3	Dimensionamento das Armaduras Longitudinais	142
5.3.2.4	Detalhamento de Armaduras.....	146
5.3.2.5	Resultados.....	149
5.3.3	Pilar P69 (Canto).....	150
5.3.3.1	Pré-dimensionamento	150
5.3.3.2	Carregamentos	152
5.3.3.3	Dimensionamento das Armaduras Longitudinais	155
5.3.3.4	Detalhamento de Armaduras.....	160
5.3.3.1	Resultados.....	162
6	PROCEDIMENTO COMPUTACIONAL.....	164
6.1	INTRODUÇÃO AO SOFTWARE EBERICK V10®	164
6.2	MODELO DE ANÁLISE COMPUTACIONAL E MODIFICAÇÕES.....	164
6.3	DADOS DE ENTRADA.....	164
6.4	LANÇAMENTO DA ESTRUTURA.....	168
6.5	RESULTADOS E COMPARATIVO	171
6.5.1	Lajes	171
6.5.2	Vigas	175
6.5.3	Pilares.....	178
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	180
	REFERÊNCIAS.....	182

1 INTRODUÇÃO

No contexto atual, as estruturas de concreto armado são uma das técnicas construtivas mais importantes para a construção de edifícios no Brasil. Sua utilização é amplamente difundida por todo país, portanto, é de suma importância para a formação do Engenheiro Civil saber seu comportamento estrutural, bem como saber projetá-las com eficiência.

Durante a graduação do curso são apresentados os principais elementos de concreto armado e como dimensioná-los, o que instigou o interesse em como realizar todo o projeto estrutural de uma edificação utilizando os procedimentos ensinados, para desenvolver uma maior sensibilidade com o assunto e aprender como ele é abordado na vida profissional.

O trabalho terá todo o procedimento de concepção e dimensionamento para a realização do projeto estrutural de um pavimento do edifício multifamiliar em questão, respeitando as premissas da NBR 6118:2014, através dos ensinamentos passados durante as disciplinas Concreto Armado I, Concreto Armado II e Concreto Armado III, e através do software comercial Eberick®, com o intuito de analisar as possíveis semelhanças e/ou diferenças entre os métodos de dimensionamento.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Geral

Produzir o projeto estrutural de um pavimento de edifício residencial multifamiliar em concreto armado.

1.1.2 Específico

Aplicar os conhecimentos obtidos nas disciplinas que abordaram o assunto durante a graduação, aprender a utilização de software comercial para dimensionamento de estruturas de concreto armado, analisar os resultados de ambos os dimensionamentos e concluir sobre possíveis discrepâncias entre eles.

2 MÉTODO DE TRABALHO

O dimensionamento primeiramente foi realizado através dos procedimentos apresentados nas disciplinas de Concreto Armado I, Concreto Armado II e Concreto Armado III, vistos durante a graduação, para dimensionar manualmente os principais elementos estruturais do pavimento tipo do edifício em questão, observando todas as prescrições da NBR 6118:2014. Foram utilizadas ferramentas como Autodesk AutoCAD™, Microsoft Excel™ e Ftool® como auxiliares, além de tabelas e bibliografias indicadas pelo orientador.

Num segundo momento, foi feito o dimensionamento do mesmo estudo de caso no software comercial Eberick® para verificação dos resultados e concluir sobre possíveis semelhanças e/ou diferenças entre os métodos.

Por fim, será apresentado o projeto estrutural completo do pavimento em questão, através de plantas e detalhamentos produzidos em ferramenta computacional.

3 CARACTERÍSTICAS DO PROJETO

3.1 PROJETO ARQUITETÔNICO

O edifício objeto deste estudo é o Residencial Bellagio, prédio residencial multifamiliar com 15 pavimentos no total, sendo eles um térreo seguido de um pilotis, que possui áreas sociais e garagens. Acima o primeiro pavimento tipo, que difere dos demais chamado de tipo A, pois além de possuir 4 apartamentos, possui também área de garagens, totalizando 70 garagens no edifício. Logo após os demais 9 pavimentos tipos chamados de tipo B, que contemplam 6 apartamentos com áreas que variam de 89 m² a 120 m², além de hall de elevadores e escadas. Acima o ático, com apenas 1 apartamento com metade de área coberta e a outra de terraço descoberto. Por fim, a cobertura inacessível ao público e acima desta mais 2 níveis que abrigam reservatório e casa de máquinas. Essa construção possui área de projeção de 1.168,65 m² e área total construída de 10.467,49m². As plantas arquitetônicas necessárias para a compreensão deste estudo encontram-se no Anexo A.

3.2 LOCALIZAÇÃO

O empreendimento já se encontra totalmente construído e em operação e está situado na Rua Osvaldo Correia de Andrade, esquina com a Rua Durval da Silva, no bairro Nossa Senhora do Rosário da cidade de São José, em Santa Catarina, Brasil.

3.2.1 Classe de Agressividade do Ambiente

A NBR 6118:2014 classifica os ambientes em quatro classes de agressividade, que variam conforme classificação geral do ambiente feita pelo projetista. Para este edifício, adotou-se classe de agressividade ambiental II, que se refere a ambientes urbanos, correspondendo a uma agressividade moderada. Este parâmetro, além de influenciar na escolha da classe do concreto empregado nas estruturas, conforme será

mencionado no item 3.3.1 deste trabalho, determina a espessura mínima do cobrimento de concreto das armaduras. Estes valores de cobrimento são tirados da Tabela 7.2 da referida norma, representada a seguir pela Tabela 1:

Tabela 1 - Relação Entre Classe de Agressividade Ambiental e Cobrimento Nominal Mínimo

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto Armado	Laje	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50

Fonte: NBR6118:2014

Conclui-se então que para este trabalho os valores dos cobrimentos nominais serão:

Para lajes: 25 mm

Para vigas e pilares: 30 mm

Ainda nessa mesma tabela, é mencionado que é possível adotar um cobrimento superior menor para vigas e lajes, desde que sobre esses elementos se utilize revestimento seco. Neste projeto será adotado que o revestimento superior desses elementos será feito com argamassa de revestimento, portanto é possível utilizar essa redução.

3.3 MATERIAIS EMPREGADOS

3.3.1 Concreto

O concreto de cobrimento de armaduras deve atender a características de qualidade mínimas conforme a classe de agressividade do ambiente ao qual está inserido, para garantir uma melhor durabilidade da estrutura. Segundo o item 7.4.2 da NBR 6118:2014, para estruturas de concreto armado inseridas na classe de agressividade II, o concreto de cobrimento deve respeitar o máximo de relação água/cimento em massa de 0,60 e ser concreto da classe C25 ou superior. Para este trabalho, adotou-se que o concreto será da classe C30, que corresponde a uma resistência à compressão característica a 28 dias de 30 MPa.

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

Para os casos onde não é conhecido a massa específica real, pode-se adotar para efeitos de cálculo o valor de 2.500 kg/m³. Portanto, para este trabalho será utilizado peso específico de 25 kN/m³ para o concreto armado.

Para o módulo de elasticidade, na ausência de ensaios, a norma permite o uso de equações para estimar os módulos de elasticidade inicial e secante do concreto. Além disso, ela apresenta na sua Tabela 8.1 os valores estimados desses módulos relacionados a classe do concreto, considerando o uso de granito como agregado graúdo. A construção está situada numa região onde é muito comum o uso de granito como o agregado graúdo na produção de concreto estrutural, portanto é seguro admitir que nesse empreendimento foi utilizado granito como agregado graúdo. Assim, retirando os valores diretamente da Tabela 8.1 na NBR6118:2014, têm-se:

$$E_{ci} = 31 \text{ GPa}$$

$$E_{cs} = 27 \text{ GPa}$$

3.3.2 Aço

Para este trabalho, será adotado aço de categoria CA-50, que corresponde a uma resistência ao escoamento característica de 500 MPa.

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Para efeitos de cálculo, quando não há valores de ensaios ou especificados pelo fabricante, a NBR6118:2014 em sua seção 8.3.5 permite a adoção do valor de 210 GPa para o módulo de elasticidade.

$$E_s = 210 \text{ GPa}$$

4 CONCEPÇÃO INICIAL

4.1 LANÇAMENTO DA ESTRUTURA

A partir da planta arquitetônica, buscou-se uma configuração dos elementos estruturais que mais se adequasse à configuração do desenho já formado para a confecção de um anteprojeto de fôrmas, utilizando as recomendações de Pinto & Padaratz (2016) para sua disposição, que inclui, mas não se limita a: colocar vigas sob paredes o máximo possível, para que essas não transfiram carga às lajes; evitar vãos de viga muito grandes, tentando manter um limite de 6 metros; não inserir pilares muito próximos uns dos outros, o que gera pilares pouco carregados de dimensão mínima e deixa o projeto antieconômico; evitar vigas passando em meio aos cômodos, principalmente os de vivência, pois dificulta a colocação de luminárias.

Para fins de desenho, os pilares foram dispostos inicialmente com dimensões de 25x50 e 20x20 e as vigas com dimensão mínima de largura de 12 cm, tendo em vista que as paredes no projeto arquitetônico são de 15 cm, assim fazendo com que a viga fique totalmente inserida na parede, com revestimento de argamassa de 1,5 cm em cada lado. As lajes, portanto, foram automaticamente delimitadas pelo desenho das vigas. Lajes de sacada foram destacadas com hachura para indicar um rebaixo de 5 centímetros, indicado pelo projeto arquitetônico nas plantas de corte.

Neste momento, o autor julga pertinente fazer uma análise crítica do projeto arquitetônico utilizado. Durante o período de execução deste trabalho, percebeu-se que as plantas arquitetônicas foram produzidas sem muita preocupação com o modelo estrutural da edificação, pois o autor do projeto por várias vezes não alinhou as paredes de um pavimento com o pavimento inferior, provocando descontinuidade de pilares e vigas de transição em demasia. Esta prática gerou grandes dificuldades para o autor deste trabalho, tendo em vista a sua inexperiência no assunto, como o caso do pilar P22 que foi descontinuado do primeiro pavimento tipo para o pavimento tipo superior a este e o autor entendeu que ele fosse contínuo até o último pavimento tipo, o que gerou inconsistência na planta de fôrmas e no dimensionamento percebida apenas no período final de execução deste trabalho, quando já era inviável realizar tal correção. Por isso, a solução adotada

para a execução deste trabalho foi deslocar o pilar P22 nos 3 primeiros pavimentos para que esse seguisse contínuo até o último pavimento tipo. Esta solução não é a mais adequada pois com isso o pilar P22 ocupou o lugar de uma vaga de garagem em cada pavimento que foi deslocado, totalizando 3 vagas de garagem perdidas. O autor deste trabalho enfatiza que a correta solução para este problema seria manter o pilar na posição prevista pelo arquiteto, criar um pilar que nasce no pavimento tipo em que ele foi descontinuado, gerando uma nova viga de transição e redimensionar os elementos estruturais.

4.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

O pré-dimensionamento dos elementos estruturais foi feito para todos os pavimentos e seguiu as recomendações de Pinto & Padaratz (2016) e também as Notas de Aula de Alva (2014), que serão expostas nos seus referentes capítulos.

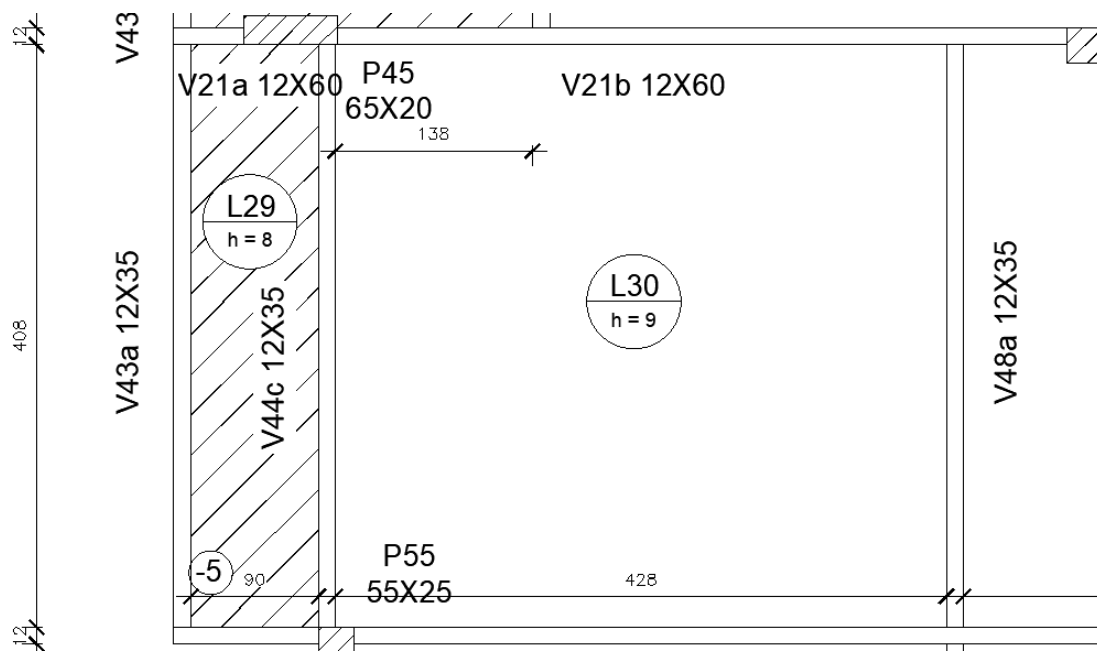
5 PROCEDIMENTO MANUAL

Neste capítulo será exposto o dimensionamento através de procedimentos manuais dos elementos estruturais do pavimento tipo que se repete do 2 ao 9. Serão dimensionadas todas as lajes do pavimento, uma viga escolhida de acordo com as cargas que ela suporta, no caso, buscou-se dimensionar a viga que aparenta suportar a maior quantidade de carga no pavimento, e 3 pilares, sendo um de canto, um de bordo e um interno. O procedimento de cálculo será primordialmente conforme Notas de Aula de Coelho (2015), Notas de Aula de Pinto & Padaratz (2016) e Notas de Aula de Coelho (2017), das disciplinas Estruturas de Concreto Armado I, Estruturas de Concreto Armado II e Estruturas de Concreto Armado III do curso de graduação. Demais considerações e/ou fórmulas aplicadas serão devidamente referenciadas ao longo do texto. O dimensionamento manual contou com o auxílio de ferramentas computacionais como Autodesk AutoCAD™ para desenho, Microsoft Excel™ para desenvolvimento de planilhas de resultados e Ftool® para análise estrutural de alguns elementos.

5.1 LAJES

Para procedimento de cálculo de todas as lajes do pavimento tipo, foi escolhida a Laje 30, demonstrada a seguir na Figura 1.

Figura 1 - Laje Exemplo: Laje 30



Fonte: Do autor

5.1.1 Pré-dimensionamento e Vãos Efetivos

Considerando que as vigas estão inicialmente com espessura mínima de 12 cm, a espessura estimada da laje é calculada como:

$$h = \frac{l_x}{50}$$

$$h = \frac{408}{50} = 8,16 \text{ cm} \rightarrow h_{adot} = 9,0 \text{ cm}$$

A espessura adotada respeita o limite mínimo dado pela NBR6118:2014 em seu item 13.2.4.1 de 8,0 cm para lajes de piso não em balanço. Os vãos efetivos para cada direção são calculados como:

$$l_{ef} = a_1 + l_0 + a_2$$

Onde a_1 e a_2 são definidos por:

$$a_i \leq \begin{cases} t_i/2 \\ 0,3h \end{cases}$$

Onde t_1 e t_2 são as larguras das vigas de apoio em cada extremidade. Têm-se então:

$$a_1 = a_2 \leq \begin{cases} \frac{12}{2} = 6 \text{ cm} \\ 0,3 * 9 = 2,7 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{x\text{ef}} = 2,7 + 408 + 2,7 = 413 \text{ cm}$$

$$l_{y\text{ef}} = 2,7 + 428 + 2,7 = 433 \text{ cm}$$

5.1.2 Tipo de Armação

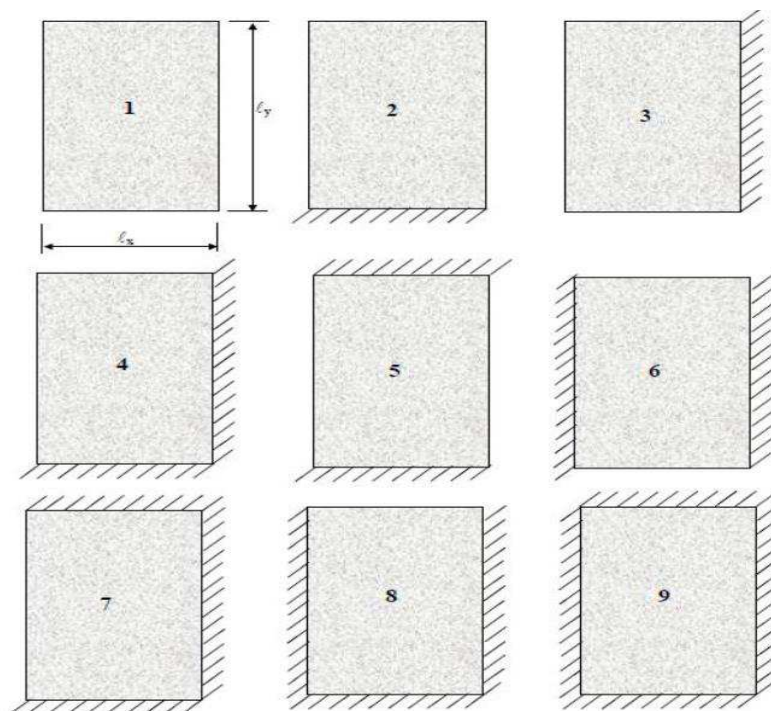
Para determinar se a laje é armada em uma ou duas direções, calcula-se um $\lambda = \frac{L_{ef\ y}}{L_{ef\ x}}$ e, para $\lambda \leq 2$ têm-se laje armada em duas direções e para $\lambda > 2$ têm-se laje armada em uma direção. Então:

$$\lambda = \frac{433}{413} = 1,05 \text{ , logo, laje armada em duas direções.}$$

5.1.3 Vinculação

Os bordos das lajes podem ser livres, apoiados ou engastados, e isso é determinado observando se as lajes ao redor dos bordos em questão possuem diferença de espessura não superior a 2 cm, se os vãos das lajes próximas são longos o suficiente para acomodar as armaduras negativas e se o carregamento total das lajes próximas não é significativamente maior. Assim, existem 9 situações de vinculação ao qual uma laje pode estar submetida, conforme demonstrado na Figura 2.

Figura 2 – Situações de Vinculação das Lajes



Fonte: Notas de aula de Concreto II

As lajes armadas apenas em uma direção, embora também possam ter bordos livres, apoiados ou engastados, não seguem a mesma lógica dos 9 casos acima, já que apenas 2 de seus 4 bordos são levados em consideração para seu dimensionamento. Neste trabalho, observando que nenhuma laje possui bordo livre, adotou-se para fins de simplificação que somente as lajes armadas em uma direção estão apoiadas em ambos os bordos, enquanto as lajes armadas em 2 direções são classificadas em 1 dos 9 casos acima mencionados. Como visto no item 5.1.2, a laje 30 é armada em duas direções, e observando as restrições de engastamento previamente mencionadas, conclui-se que a Laje 30 pertence ao Caso 3, engastada apenas na laje L45.

5.1.4 Carregamento Permanente e Acidental

O carregamento permanente é referente ao peso próprio da laje além do peso de alvenaria apoiada sobre ela, o peso de contrapiso e o peso de revestimento. Adotou-se, para este trabalho, a soma dos pesos de revestimento e contrapiso de 1 kN/m^2 . Portanto, têm-se:

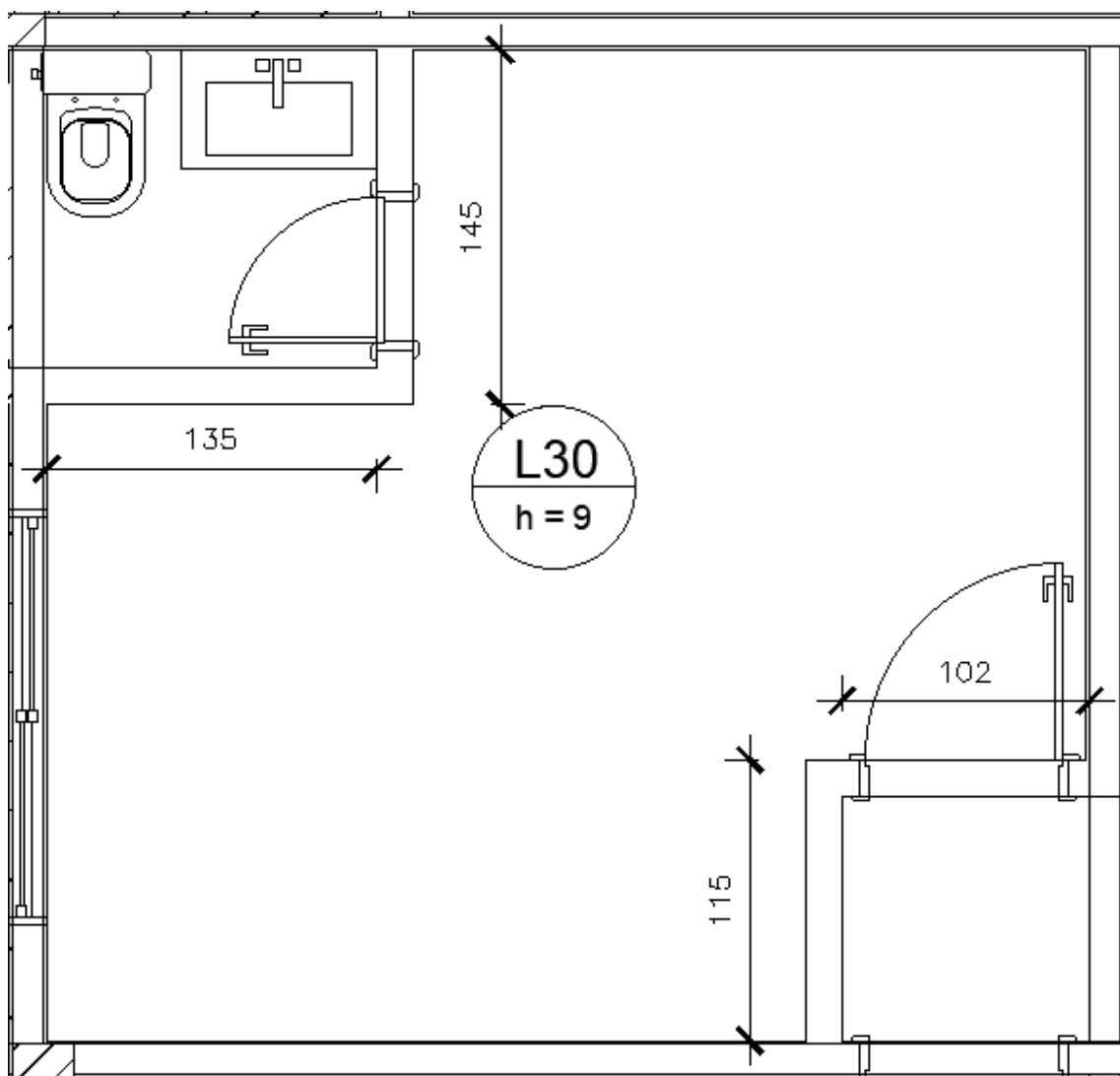
$$g_p = h * \gamma_c + g_{rev} = 0,09 * 25 + 1 = 3,25 \text{ kN/m}^2$$

O carregamento devido a alvenaria é calculado transformado em um carregamento equivalente distribuído por toda a área de laje, com o uso da expressão:

$$g_{alv} = K * \frac{\gamma_{alv} * V_{alv}}{L_{ef\ x} * L_{ef\ y}}$$

As paredes de alvenaria que se apoiam sobre a laje 30 estão demonstradas conforme a Figura 3.

Figura 3 - Cargas de Parede na Laje 30



Fonte: Do autor

O coeficiente K está relacionado à posição das paredes na laje e varia entre 1,0 a 1,5, assim, quanto mais ao centro estiver a parede, maior o valor considerado para K. Nessa situação, considerou-se que as paredes estão nos cantos e bordos da laje, portanto

adotou-se $K = 1,0$. Para o peso específico da alvenaria, adotou-se o valor de 15 kN/m^3 , observando que a NBR6120:1980 especifica 13 kN/m^3 de massa específica para tijolos furados e 21 kN/m^3 para argamassa de cimento e areia. Sabe-se que o pé-direito estrutural é de $3,10 \text{ m}$, informação retirada da planta de cortes do projeto arquitetônico. Então:

$$\text{Altura de alvenaria} = 3,10 - 0,09 = 3,01 \text{ m}$$

$$g_{alv} = 1,0 * \frac{15 * (1,35 + 1,02 + 1,45 + 1,15) * 0,15 * 3,01}{4,13 * 4,33} = 1,88 \text{ kN/m}^2$$

Assim, a carga permanente total é:

$$g = g_p + g_{alv} = 3,25 + 1,88$$

$$g = 5,13 \text{ kN/m}^2$$

Sabendo que a Laje 30 está sob os cômodos de suíte, circulação e banheiros, o carregamento acidental indicado pela NBR6120:1980 para edifícios residenciais é de $1,5 \text{ kN/m}^2$.

5.1.5 Estado Limite Último

Para o Estado Limite Último desta laje, deve-se utilizar a Combinação Última Normal, simplificada pela seguinte expressão:

$$p = \gamma_g * g + \gamma_q * q$$

Neste o carregamento permanente é desfavorável e o carregamento variável não é devido a mudança de temperatura. Portanto, segundo a Tabela 11.1 da NBR6118:2014, ambos os coeficientes γ_g e γ_q são iguais a $1,4$. Logo:

$$p = 1,4 * 5,13 + 1,4 * 1,5 = 9,28 \text{ kN/m}^2$$

5.1.5.1 Momentos Fletores de Cálculo

Considera-se momento fletor de cálculo o maior momento que surge na laje devido à Combinação Última Normal. As lajes armadas em uma direção são consideradas análogas a uma viga de 1 metro de largura segundo a direção principal da laje, logo, o momento fletor máximo é calculado segundo o mesmo modelo de viga. Como mencionado no item 5.1.3, considera-se para as lajes armadas em uma direção bordos simplesmente apoiados, portanto seu momento fletor máximo é calculado como:

$$M_d = \frac{pl^2}{8}$$

Para o caso das lajes armadas em 2 direções, é preciso considerar seu comportamento como uma placa e nesse âmbito, escolheu-se adotar o método de cálculo segundo a Teoria Matemática da Elasticidade, utilizando as tabelas de Bares adaptadas para coeficiente de Poisson 0,2 por Carvalho e Figueiredo (2014), para determinação dos coeficientes μ . Assim, os momentos fletores de cálculo são determinados por meio das seguintes expressões:

$$M_x = \mu_x * \frac{p * l_x^2}{100} \quad M_y = \mu_y * \frac{p * l_y^2}{100} \quad M_x^- = \mu_x^- * \frac{p * l_x^2}{100} \quad M_y^- = \mu_y^- * \frac{p * l_y^2}{100}$$

Como já mostrado, a laje 30 se encaixa no caso de laje armada em 2 direções, portanto sabendo que λ é 1,05 (previamente calculado) e que a laje 30 está classificada como Caso 3, retiramos os coeficientes μ da tabela, representada a seguir pela Tabela 2:

Tabela 2 - Coeficientes μ para Caso 3

λ	Caso 3		
	μ_x	μ_x^-	μ_y
1,00	3,94	8,52	2,91
1,05	4,19	8,91	2,84
1,10	4,43	9,30	2,76
1,15	4,64	9,63	2,68
1,20	4,85	9,95	2,59
1,25	5,03	10,22	2,51
1,30	5,20	10,48	2,42
1,35	5,36	10,71	2,34
1,40	5,51	10,92	2,25
1,45	5,64	11,10	2,19
1,50	5,77	11,27	2,12
1,55	5,87	11,42	2,04
1,60	5,98	11,55	1,98
1,65	6,07	11,67	1,87
1,70	6,16	11,80	1,79
1,75	6,24	11,92	1,74
1,80	6,31	12,04	1,68
1,85	6,38	12,14	1,64
1,90	6,43	12,24	1,59
1,95	6,47	12,29	1,54
2,00	6,51	12,34	1,48

Fonte: Do autor

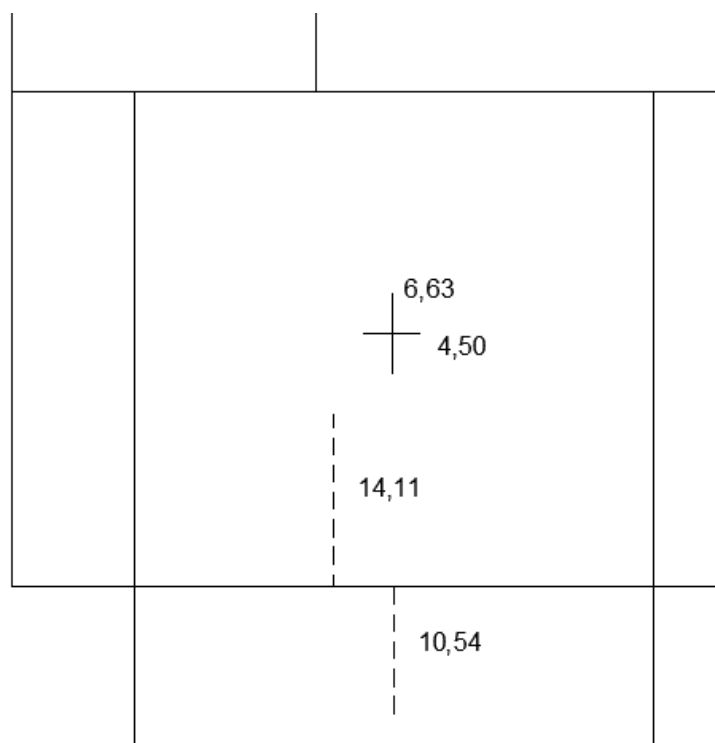
Logo, têm-se:

$$\mu_x = 4,19 \quad \mu_y = 2,84 \quad \mu_x^- = 8,91$$

Então, os momentos fletores de cálculo são:

$$\begin{Bmatrix} M_{xd} \\ M_{yd} \\ M_{xd}^- \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 4,19 \\ 2,84 \\ 8,91 \end{Bmatrix} * \frac{9,28 * 4,13^2}{100} = \begin{Bmatrix} 6,63 \\ 4,50 \\ 14,11 \end{Bmatrix} kNm/m$$

Figura 4 - Resumo dos Momentos de Cálculo Laje 30



Fonte: Do autor

5.1.5.2 Compatibilização dos Momentos Negativos e Correção dos Momentos Positivos

Como pode ser observado na última figura do item anterior, os momentos fletores negativos são diferentes de uma laje para a outra. Isso acontece pois esse procedimento de cálculo segundo a Teoria Matemática da Elasticidade analisa cada laje isoladamente. Entretanto, sabe-se que o comportamento real dessas lajes adjacentes umas das outras é de caráter contínuo, portanto é necessário fazer a compatibilização dos seus momentos negativos, corrigindo assim os momentos positivos.

Quando o momento compatibilizado resulta num momento negativo maior ao que se tinha antes da compatibilização, o processo lógico seria diminuir o momento fletor positivo, porém, a favor da segurança, nesses casos opta-se por manter o momento positivo inicial.

O momento negativo compatibilizado é calculado da seguinte forma:

$$M_{comp,i}^- \geq \begin{cases} 80\% M_{comp,i} \\ \frac{M_{comp,i} + M_{comp,j}}{2} \end{cases}, \text{ onde } M_{comp,i} \geq M_{comp,j}$$

Para o caso da Laje 30, têm-se:

$$M_{comp,30\ 45}^- \geq \begin{cases} 80\% 14,11 \\ \frac{14,11 + 10,54}{2} \end{cases} = \begin{cases} 11,29 \\ 12,33 \end{cases}$$

$$M_{comp,30\ 45}^- = 12,33 \text{ kNm/m}$$

Para corrigir o momento positivo, faz-se:

$$M_{corrig}^+ = M_d^+ + \frac{M_d^- - M_{comp}^-}{2}, \text{ onde } (M_{comp}^- - M_d^-) > 0$$

Quando há 2 momentos negativos compatibilizados na mesma direção, é preciso levar ambos em conta, logo:

$$(M_d^- - M_{comp}^-) = (M_d^- - M_{comp,1}^-) + (M_d^- - M_{comp,2}^-)$$

Para o caso da Laje 30, têm-se:

Na direção do menor vão (l_x):

$$M_{x,corrig}^+ = 6,63 + \frac{(14,11 - 12,33)}{2}$$

$$M_{x,corrig}^+ = 7,52 \text{ kNm/m}$$

Figura 5 - Resumo dos Momentos de Cálculo Corrigidos para Laje 30



Fonte: Do autor

5.1.5.3 Cálculo das Armaduras Longitudinais

5.1.5.3.1 Armaduras Positivas

O dimensionamento de armadura de lajes, assim como em vigas, é feito através do equilíbrio de tensões e da compatibilização de deformações num elemento de concreto armado, submetido à flexão simples. Entretanto, diferente de uma viga, caso a laje caia no Domínio 4 de deformações, não se calcula uma armadura de compressão, devido à dificuldade de execução e detalhamento de uma laje com armadura dupla, portanto a solução nesse caso é simplesmente aumentar a espessura de laje e recalculá-la.

Inicialmente, é necessário adotar uma bitola para as barras que serão calculadas, à fim de calcular a distância dessas barras à linha neutra, através das expressões:

$$d = h - d''$$

$$d''_x = c + \frac{\emptyset_x}{2}$$

$$d''_y = c + \emptyset_x + \frac{\emptyset_y}{2}$$

Segundo item 20.1 da NBR6118:2014, as armaduras de flexão para lajes não podem ter bitola superior a $h/8$. Portanto, para a Laje 30:

$$\varnothing_{m\acute{a}x} = \frac{9}{8} = 11,25 \text{ mm}$$

Cálculo da Armadura Positiva para o Menor Vão (l_x):

Nesse caso, adotou-se uma bitola de 6,3 mm. Logo:

$$d''_x = c + \frac{6,3}{2} = 2,81 \text{ cm}$$

$$d_x = 9 - 2,82 = 6,19 \text{ cm}$$

Calcula-se a posição da linha neutra em relação ao topo da peça (x) por meio da seguinte expressão:

$$x = 1,25d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Md}{0,425 * f_{cd} * b_w * d^2}} \right)$$

Como em lajes calculamos a armadura e esforços solicitantes por metro, têm-se $b_w = 100 \text{ cm}$. Assim:

$$x = 1,25 * 6,19 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{752}{0,425 * \frac{3,0}{1,4} * 100 * 6,19^2}} \right)$$

$$x = 0,89 \text{ cm}$$

Para verificar o domínio de deformação, calcula-se a relação x/d e verifica-se:

$$\frac{x}{d} \leq 0,259 \rightarrow \text{Domínio 2}$$

$$0,259 < \frac{x}{d} \leq 0,628 \rightarrow \text{Domínio 3}$$

$$\frac{x}{d} > 0,628 \rightarrow \text{Domínio 4}$$

OBS: Essas relações são válidas apenas quando o aço da armadura é do tipo CA-

Como mencionado, em caso de domínio 4 deve-se recalcular a laje adotando uma espessura maior. Quando em caso de domínio 3, ainda é necessário verificar o critério de ductibilidade mínima, segundo item 14.6.4.3 da NBR6118:2014, que diz que a relação x/d para concretos de f_{ck} até 50 MPa deve ser menor que 0,45 para vigas e lajes.

Neste exemplo, têm-se:

$$\frac{x}{d} = \frac{0,89}{6,19} = 0,14$$

Logo, esta situação corresponde ao domínio 2 de deformação, o que satisfaz as condições mencionadas.

Para o cálculo da área de armadura, utiliza-se a expressão:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} * (d - 0,4 * x)}$$

Para este exemplo:

$$A_s = \frac{752}{\frac{50}{1,15} * (6,19 - 0,4 * 0,89)}$$

$$A_s = 2,97 \text{ cm}^2/\text{m}$$

O valor calculado deve ser maior que o valor de armadura mínima prescrito pela NBR6118:2014 no seu item 19.3.3.2 e tabelado segundo a Tabela 19.1, representada abaixo pela Tabela 3:

Tabela 3 – Armadura Longitudinal Mínima para Lajes

Armadura	Elementos estruturais sem armaduras ativas
Armaduras negativas	$\rho_s \geq \rho_{mín}$
Armaduras negativas de bordas sem continuidade	$\rho_s \geq 0,67\rho_{mín}$
Armaduras positivas de lajes armadas em duas direções	$\rho_s \geq 0,67\rho_{mín}$
Armadura positiva (principal) de lajes armadas em uma direção	$\rho_s \geq \rho_{mín}$
Armadura positiva (secundária) de lajes armadas em uma direção	$A_s/s \geq 20\%$ da armadura principal $A_s/s \geq 0,9\text{cm}^2/\text{m}$ $\rho_s \geq 0,5\rho_{mín}$

Fonte: NBR6118:2014

A taxa de armadura mínima ($\rho_{mín}$) como descrito na tabela acima, está definida no item 17.3.2.5.2.1. da NBR6118:2014, simplificado pela Tabela 17.3, representada abaixo pela Tabela 4:

Tabela 4 - Taxa de Armadura Mínima em Lajes

Forma da seção	Valores de $\rho_{mín}^a$ ($A_{s,mín}/A_c$) %														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

Fonte: NBR6118:2014

Para este trabalho, definiu-se que será usado concreto $f_{ck} = 30$, então, $\rho_{mín} = 0,15\%$.

Portanto, para o caso da Laje 30, que é armada em duas direções, têm-se:

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_c} \geq 0,67 * \frac{0,15}{100}$$

$$A_s \geq 0,67 * \frac{0,15}{100} * 100 * 9 \text{ (Lembrando que para lajes, considera-se: } b_w = 1m)$$

$$A_s \geq 0,90 \text{ cm}^2/m$$

A armadura calculada, portanto, supera o valor de armadura mínima.

Cálculo da Armadura Positiva para o Maior Vão (l_y):

O procedimento é exatamente o mesmo adotado para o menor vão, portanto será rapidamente demonstrado a seguir. Nesse caso, adotou-se uma bitola de 6,3 mm.

$$d''_y = c + \emptyset_x + \frac{\emptyset_y}{2}$$

$$d''_y = 2,5 + 0,63 + \frac{0,63}{2} = 3,45 \text{ cm}$$

$$d_y = 9 - 3,45 = 5,56 \text{ cm}$$

Posição da linha neutra:

$$x = 1,25 * 5,56 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{450}{0,425 * \frac{3,0}{1,4} * 100 * 5,56^2}} \right)$$

$$x = 0,58 \text{ cm}$$

Domínio de deformação:

$$\frac{x}{d} = \frac{0,58}{5,56} = 0,10$$

$$\frac{x}{d} \leq 0,259 \rightarrow \text{Domínio 2.}$$

Cálculo da área de armadura:

$$A_s = \frac{450}{\frac{50}{1,15} * (5,59 - 0,4 * 0,58)}$$

$$A_s = 1,96 \text{ cm}^2/m$$

$$A_s \geq 0,67 * \frac{0,15}{100} * 100 * 9$$

$$A_s \geq 0,90 \text{ cm}^2/m$$

5.1.5.3.2 Armaduras Negativas

Para as armaduras que irão combater o momento negativo compatibilizado entre duas lajes, seu processo de dimensionamento é análogo ao utilizado para a armadura do momento positivo, porém nesse caso, como há duas lajes envolvidas, leva-se em consideração nos cálculos a menor espessura entre as lajes solicitadas pelo mesmo momento negativo, pois é o caso mais crítico.

No caso da Laje 30, esta possui momento negativo em 1 de seus bordos, no bordo que faz divisa com a Laje 45. Assim:

$$M_{comp,30\ 45}^- = 12,33 \frac{kNm}{m}$$

$$h \leq \begin{cases} h_{30} = 9 \text{ cm} \\ h_{45} = 8 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow h = 8 \text{ cm}$$

Nesse caso, adotou-se uma bitola de 8,0 mm. Além disso, segundo a Tabela 7.2 da NBR6118:2014, é possível adotar que o cobrimento de concreto para as armaduras negativas seja reduzido para 1,5 mm, desde que a face superior da laje seja revestida com revestimento seco, como pisos cerâmicos, sobre camada de argamassa de contrapiso. Logo:

$$d_{neg}'' = 1,5 + \frac{0,8}{2} = 1,90 \text{ cm}$$

$$d_{neg} = 8 - 1,90 = 6,10 \text{ cm}$$

Seguindo o procedimento de cálculo como visto para as armaduras positivas:

$$x = 1,25 * 6,10 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{1233}{0,425 * \frac{3,0}{1,4} * 100 * 6,10^2}} \right)$$

$$x = 2,34 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{2,34}{6,10} = 0,38$$

$$0,259 < \frac{x}{d} < 0,628 \rightarrow \text{Domínio 3.}$$

$$\frac{x}{d} < 0,45 \rightarrow \text{Atende o critério de ductilidade.}$$

$$A_s = \frac{1233}{\frac{50}{1,15} * (6,10 - 0,4 * 234)}$$

$$A_s = 5,49 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_s \geq \frac{0,15}{100} * 100 * 9 = 1,35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

5.1.5.3.3 Resumo das Armaduras Calculadas

Tabela 5 - Resumo das Armaduras Calculadas para Laje 30

Laje	Vão	Área de Armadura (cm ² /m)		
		Positiva	Negativa	
30	lx	2,97	5,49	-
	ly	1,96	-	-

Fonte: Do autor

5.1.6 Estado Limite de Serviço (ELS)

5.1.6.1 Deformações Excessivas (Flechas)

Para o cálculo das flechas, deve-se usar a combinação quase-permanente, simplificada conforme a seguinte expressão:

$$p = g + \psi_2 q$$

Segundo a NBR6118:2014, para edifícios residenciais têm-se $\psi_2 = 0,3$. Então, para a Laje 30:

$$p = 5,13 + 0,3 * 1,5 = 5,58 \text{ kN/m}^2$$

A flecha é função do carregamento que a laje suporta, do vão entre os apoios e a área da seção resistente. Devido a isso, é necessário saber se o concreto da peça não fissura devido ao carregamento aplicado, pois uma seção íntegra de concreto sofre menor deformação do que uma seção fissurada. Portanto, é preciso avaliar se a peça se encontra

no Estádio I (situação em que a laje não sofreu fissuração) ou Estádio II (onde há fissuração na laje provocada pelo carregamento aplicado).

O momento máximo que a laje suporta sem fissurar é chamado de Momento de Fissuração, e segundo item 17.3.1 da NBR6118:2014, pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$M_r = \frac{\alpha * f_{ct} * I_c}{y_t}$$

No mesmo item, pode-se encontrar os valores de α , que variam conforme a forma da seção, e a especificação para a resistência a tração do concreto, que para o estado-limite de deformações excessivas, deve ser tomado como f_{ctm} , definido pela seção 8.2.5 da seguinte forma:

$$\text{Concretos de classes até C50: } f_{ctm} = 0,3 * \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

Portanto, no caso da Laje 30, têm-se:

$$\alpha = 1,5 \text{ para seções retangulares.}$$

$$f_{ctm} = 0,3 * \sqrt[3]{30^2} = 2,90 \text{ MPa}$$

$$M_r = \frac{1,5 * 0,29 * 100 * 9^2}{\left(\frac{9}{2}\right)}$$

$$M_r = 5,87 \text{ kNm/m}$$

Para calcular o momento fletor atuante no ELS, utiliza-se do mesmo processo adotado para o ELU, desta vez, entretanto, utilizando o carregamento de serviço calculado para combinação quase-permanente. Então:

$$\mu_x = 4,19 \quad \mu_y = 2,84 \quad \mu_x^- = 8,91$$

Calculando os momentos de serviço atuantes:

$$\begin{Bmatrix} M_{xd} \\ M_{yd} \\ M_{xd}^- \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 4,19 \\ 2,84 \\ 8,91 \end{Bmatrix} * \frac{5,58 * 4,13^2}{100} = \begin{Bmatrix} 3,99 \\ 2,70 \\ 8,48 \end{Bmatrix} \text{ kNm/m}$$

Conclui-se que esta laje apresenta fissuração devido ao momento fletor negativo, neste caso no bordo inferior da laje. Deve-se, então, verificar o estado-limite de deformações excessivas no Estádio II.

No Estádio II, deve-se calcular para cada local onde houve fissuração, uma inércia equivalente, que corresponde a uma inércia de uma seção cheia que equivale à seção de concreto fissurada. Para isso, é preciso conhecer as inércias no Estádio I e no Estádio II, levando em conta as áreas de armaduras determinadas anteriormente. Para recalcular a posição da linha neutra na seção não fissurada levando em conta as armaduras calculadas, faz-se:

$$x_I = \frac{b_w * \frac{h^2}{2} + (\alpha_e - 1) * A_s * d}{b_w * h + (\alpha_e - 1) * A_s}$$

O coeficiente α_e , definido no item 17.3.2.1.1 é a relação entre o módulo de elasticidade do aço e o módulo de elasticidade secante do concreto, ou seja, $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}}$.

Então, calcula-se o momento de inércia da seção cheia:

$$I_c = \frac{b_w * h^3}{12} + b_w * h * \left(x_I - \frac{h}{2}\right)^2 + (\alpha_e - 1) * A_s * (d - x_I)^2$$

Para o cálculo da posição da linha neutra no Estádio II, deve-se resolver a seguinte equação de segundo grau:

$$\frac{b_w}{2} * x_{II}^2 + (\alpha_e * A_s) * x_{II} + (-\alpha_e * A_s * d) = 0$$

O momento de inércia para o Estádio II é calculado da seguinte forma:

$$I_{II} = \frac{b_w * x_{II}^3}{3} + (\alpha_e - 1) * A_s * (d - x_{II})^2$$

Por fim, calcula-se a inércia equivalente da seção em questão através da expressão:

$$I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M_s}\right)^3 * I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_s}\right)^3\right] * I_{II}$$

Quando a laje é contínua, ambos os momentos negativos e o momento positivo devem ser considerados para calcular a inércia equivalente de todo o elemento estrutural. Para fazer essa consideração, adotou-se uma ponderação sugerida pelo Instituto Brasileiro

do Concreto (IBRACON), baseados em Sabnis (1973), das inércias equivalentes referentes a cada momento fletor, através da expressão a seguir:

$$I_{eq} = \frac{1}{l} * (0,15 * l * I_{eq1}^- + 0,70 * l * I_{eq}^+ + 0,15 * l * I_{eq2}^-)$$

A Laje 30 possui 1 bordo engastado e ele apresenta fissuração. Assim, terá que ser feito o cálculo da inércia equivalente para este bordo fissurado e ponderá-lo com a inércia da seção cheia da região de momento positivo máximo, para compor a inércia equivalente de toda a laje.

Seção de maior momento positivo (não-fissurada):

$$I_{eq}^+ = I_c = \frac{100 * 9^3}{12} = 6075 \text{ cm}^4/m$$

Bordo fissurado:

$$A_s = 5,49 \text{ cm}^2$$

$$d = 6,10 \text{ cm}$$

$$\alpha_e = \frac{210}{27} = 7,78$$

$$x_I = \frac{100 * \frac{9^2}{2} + (7,78 - 1) * 5,49 * 6,10}{100 * 9 + (7,78 - 1) * 5,49}$$

$$x_I = 4,56 \text{ cm}$$

$$I_c = \frac{100 * 9^3}{12} + 100 * 9 * \left(4,56 - \frac{9}{2}\right)^2 + (7,78 - 1) * 5,49 * (6,10 - 4,56)^2$$

$$I_c = 6166 \text{ cm}^4/m$$

$$\frac{100}{2} * x_{II}^2 + (7,78 * 5,49) * x_{II} + (-7,78 * 5,49 * 6,10) = 0$$

$$x_{II} = 1,90 \text{ cm}$$

$$I_{II} = \frac{100 * 1,90^3}{3} + (7,78 - 1) * 5,49 * (6,10 - 1,90)^2$$

$$I_{II} = 885 \frac{\text{cm}^4}{m}$$

$$I_{eq}^- = \left(\frac{5,87}{8,48}\right)^3 * 6166 + \left[1 - \left(\frac{5,87}{8,48}\right)^3\right] * 885$$

$$I_{eq}^- = 2632 \text{ cm}^4/m$$

Fazendo a ponderação das inércias equivalentes:

$$I_{eq} = \frac{1}{413} * (0,15 * 413 * 2632 + 0,85 * 413 * 6075)$$

$$I_{eq} = 5559 \text{ cm}^4/\text{m}$$

Para calcular a flecha imediata em lajes armadas em duas direções, utiliza-se a seguinte expressão:

$$F_i = \frac{\alpha}{100} * \frac{p * l_x^4}{E * h^3}$$

Onde para se determinar o coeficiente α , utiliza-se novamente as tabelas de Bares, que dependem do tipo de vinculação da laje e relaciona este coeficiente com a relação entre os vãos λ , já calculada no item 5.1.2 deste trabalho. Para o Caso 3, que é o caso da laje L30, têm-se:

Tabela 6 - Determinação do Coeficiente α para Laje L30

λ	Caso 3
1,00	3,20
1,05	3,42
1,10	3,63
1,15	3,82
1,20	4,02
1,25	4,18
1,30	4,35
1,35	4,50
1,40	4,65
1,45	4,78
1,50	4,92
1,55	5,00
1,60	5,09
1,65	5,13
1,70	5,17
1,75	5,26
1,80	5,36
1,85	5,43
1,90	5,50
1,95	5,58
2,00	5,66

Fonte: Do autor

Sabendo que a relação entre os vãos λ é de 1,05, conclui-se que o coeficiente corresponde a 3,42.

Além disso, com a rigidez equivalente calculada, deve-se determinar uma altura equivalente da seção da laje, conforme a seguir:

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12 * I_{eq}}{b}}$$

Para a laje L30, têm-se:

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12 * 5559}{100}}$$

$$h_{eq} = 8,74 \text{ cm}$$

Calculando a flecha para a laje L30, obtém-se:

$$F_i = \frac{3,42}{100} * \frac{5,58 * 4,13^4}{27000 * 10^3 * 0,0874^3}$$

$$F_i = 0,31 \text{ cm}$$

Ao longo do tempo, o material sofre deformação lenta, chamada de fluência. Essa deformação cresce lentamente até certo momento em que o acréscimo de deformação não é mais significativo. Para estruturas de concreto armado, essa deformação máxima é alcançada para $t > 70$ meses. Para garantir a segurança de uma estrutura por um longo período, é necessário então acrescentar a deformação devido à fluência ao cálculo da flecha total. Assim:

$$F_t = F_i + F_{fluência}$$

Onde:

$$F_{fluência} = \alpha_f * F_i$$

O α_f , também chamado de coeficiente de fluência, é calculado da seguinte forma:

$$\alpha_f = \frac{\xi(t) - \xi(t_0)}{1 + 50\rho'}$$

$$\xi(t) = 0,68 * 0,996^t * t^{0,32}$$

$$t \geq 70 \text{ meses} \rightarrow \xi(t) = 2$$

O momento inicial para o cálculo do efeito da fluência é definido como o momento em que se retira o escoramento da estrutura após sua concretagem. Para este trabalho, considerou-se que o tempo de escoramento seria de 14 dias, portanto:

$$t_0 = \frac{14}{30} = 0,467 \text{ meses}$$

$$\xi(0,467) = 0,68 * 0,996^{0,467} * 0,467^{0,32} = 0,53$$

$$\rho' = 0 \text{ (não há armadura de compressão)}$$

$$\alpha_f = \frac{2 - 0,53}{1 + 50 * 0} = 1,47$$

Portanto, para o caso da Laje 30, têm-se:

$$F_{fluência} = 1,47 * 0,31$$

$$F_{fluência} = 0,46 \text{ cm}$$

Logo, para flecha total:

$$F_t = 0,31 + 0,46$$

$$F_t = 0,77 \text{ cm}$$

Considera-se a flecha total aceitável quando ela não ultrapassa os deslocamentos limites para aceitabilidade sensorial visual e de vibração, definidas na Tabela 13.3 da NBR6118:2014, representada abaixo pela Tabela 7:

Tabela 7 - Flechas Limites

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade Sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	l/250
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	l/350

Fonte: NBR6118:2014

Como visto na tabela acima, para o critério de aceitabilidade sensorial devido a vibrações, deve-se comparar a flecha limite com a flecha imediata provocada somente pelo carregamento acidental. Portanto:

$$F_0(q) = \frac{\alpha}{100} * \frac{q * l^4}{E * h_{eq}}$$

Para Laje 30, segundo critério visual:

$$F_{lim} = \frac{413}{250} = 1,65 \text{ cm}$$

Para Laje 30, segundo critério de vibração:

$$F_0(q) = \frac{3,42}{100} * \frac{1,5 * 4,13^4}{27000 * 10^3 * 0,0874^3}$$

$$F_0(q) = 0,083 \text{ cm}$$

$$F_{lim} = \frac{413}{350} = 1,18 \text{ cm}$$

Conclui-se que a Laje 30 atende aos critérios de aceitabilidade sensorial visual e devido a vibrações.

5.1.7 Detalhamento da Armadura

Com a bitola de armadura previamente adotada, têm-se a área de armadura unitária e com ela calcula-se o número de barras necessárias por metro de largura, fazendo:

$$n = \frac{A_s}{A_{s,uni}}$$

O espaçamento entre as barras pode ser calculado por:

$$s = \frac{100}{n}$$

A NBR6118:2014 em seu item 20.1 prescreve espaçamentos máximos entre as barras que, para as armaduras principais de flexão, são:

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2h \end{cases}$$

Para as armaduras secundárias de flexão (armaduras para o maior vão em lajes armadas em uma direção), os limites acima não precisam ser atendidos, porém, deve haver um espaçamento máximo de 33 cm.

Então, calcula-se a quantidade total de barras da seguinte forma:

$$Q = \frac{l_{livre}}{s} - 1$$

O comprimento para as armaduras que combatem os momentos fletores positivos deve vencer o seu respectivo vão efetivo e mais uma ancoragem de $10 \emptyset$ para cada lado. Para as armaduras que combatem o momento negativo, faz-se:

$$C = g_e + 10 \emptyset + 2 * 0,25 * l_{x \text{ máx}} + 10 \emptyset + g_d$$

Onde g_e e g_d se tratam dos ganchos esquerdo e direito da armadura e $l_{x \text{ máx}}$ é o maior entre os menores vãos das lajes envolvidas.

Demonstrando os cálculos para a Laje 30, têm-se:

5.1.7.1 Armadura positiva para o menor vão (l_x):

$$\emptyset_x = 6,3 \text{ mm}$$

$$A_s = 2,95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,uni} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$n = \frac{2,95}{0,31} = 9,48 \text{ barras/m}$$

$$s = \frac{100}{9,48}$$

$$s = 10,55 \rightarrow 10 \text{ cm}$$

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2 * 9 = 18 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow s = 18 \text{ cm}$$

$$Q = \frac{428}{10} - 1$$

$$Q = 42 \text{ barras}$$

$$C_{disp} = (12 - 3) + 408 + (12 - 3) \rightarrow \text{Adotando } 12 \text{ cm para largura das vigas}$$

$$C_{disp} = 426 \text{ cm}$$

$$C = 10 * 0,63 + 413 + 10 * 0,63$$

$$C = 426 \text{ cm}$$

Portanto, para a Laje 30, a armadura positiva para o menor vão é:

$$42 \emptyset 6,3 \text{ c } 10 - 426$$

5.1.7.2 Armadura positiva para o maior vão (l_y):

$$\emptyset_y = 6,3 \text{ mm}$$

$$A_s = 1,94 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,uni} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$n = \frac{1,94}{0,31} = 6,23 \text{ barras/m}$$

$$s = \frac{100}{6,23}$$

$$s = 16,04 \rightarrow 16 \text{ cm}$$

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2 * 9 = 18 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow s = 18 \text{ cm}$$

$$Q = \frac{408}{16} - 1$$

$$Q = 25 \text{ barras}$$

$$C_{disp} = (12 - 3) + 428 + (12 - 3) \rightarrow \text{Adotando } 12 \text{ cm para largura das vigas}$$

$$C_{disp} = 446 \text{ cm}$$

$$C = 10 * 0,63 + 433 + 10 * 0,63$$

$$C = 446 \text{ cm}$$

Portanto, para a Laje 30, a armadura positiva para o maior vão é:

$$25 \emptyset 6,3 \text{ c } 16 - 446$$

5.1.7.3 Armadura negativa:

$$\emptyset = 8,0 \text{ mm}$$

$$A_s = 5,49 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,uni} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$n = \frac{5,49}{0,50} = 10,92 \text{ barras/m}$$

$$s = \frac{100}{10,92}$$

$$s = 9,16 \rightarrow 9 \text{ cm}$$

$$h_e = 8 \text{ cm} \quad h_d = 9 \text{ cm}$$

$$s \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 2 * 8 = 16 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{contato} = 428 \text{ cm}$$

$$Q = \frac{428}{9} - 1$$

$$Q = 47 \text{ barras}$$

$$g_e = 8 - 1,5 - 2,5 = 4 \text{ cm}$$

$$g_d = 9 - 1,5 - 2,5 = 5 \text{ cm}$$

$$l_{x \text{ máx}} \geq \begin{cases} 413 \text{ cm} \\ 398 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow l_{x \text{ máx}} = 413 \text{ cm}$$

$$C = 4 + 10 * 0,8 + 2 * 0,25 * 413 + 10 * 0,8 + 5$$

$$C = 258,5 \text{ cm}$$

Portanto, entre a Laje 30 e a Laje 45, a armadura negativa é:

$$47 \text{ } \emptyset 8,0 \text{ c } 9 - 258,5$$

5.1.8 Resultados

Abaixo serão demonstrados os principais resultados para o dimensionamento das lajes do pavimento tipo estudado, entre eles, espessura da laje, armadura na sua notação usual para projeto e lista de aço. As plantas de armação para armaduras positivas e negativas demonstrando esses resultados encontram-se nos Apêndices B.

Espessuras e armaduras positivas:

Tabela 8 - Lajes: Espessuras e Armaduras Positivas

Laje	Espessura (cm)	Armadura	
		Menor Vão	Maior Vão
L1	8,00	20 Ø6,3 c16 - 127	3 Ø6,3 c33 - 352
L2	9,00	31 Ø8,0 c15 - 422	21 Ø6,3 c18 - 496
L3	8,00	25 Ø6,3 c16 - 381	22 Ø6,3 c16 - 426
L4	8,00	25 Ø6,3 c16 - 121	3 Ø6,3 c33 - 426
L5	8,00	16 Ø6,3 c16 - 132	3 Ø6,3 c33 - 281
L6	8,00	23 Ø6,3 c16 - 281	16 Ø6,3 c16 - 401
L7	8,00	48 Ø8,0 c12 - 387	22 Ø6,3 c16 - 601
L8	8,00	24 Ø6,3 c16 - 188	5 Ø6,3 c33 - 408
L9	8,00	32 Ø6,3 c16 - 201	5 Ø6,3 c33 - 546
L10	8,00	40 Ø6,3 c13 - 402	23 Ø6,3 c16 - 546
L11	8,00	21 Ø6,3 c16 - 271	15 Ø6,3 c16 - 366
L12	8,00	21 Ø6,3 c16 - 151	4 Ø6,3 c33 - 366
L13	8,00	21 Ø6,3 c16 - 291	17 Ø6,3 c16 - 366
L14	8,00	36 Ø6,3 c16 - 121	3 Ø6,3 c33 - 610
L15	8,00	28 Ø6,3 c16 - 291	17 Ø6,3 c16 - 481
L16	8,00	14 Ø6,3 c16 - 151	8 Ø6,3 c16 - 257
L17	8,00	48 Ø8,0 c12 - 387	22 Ø6,3 c16 - 603
L18	8,00	16 Ø6,3 c16 - 127	3 Ø6,3 c33 - 281
L19	8,00	23 Ø6,3 c16 - 281	16 Ø6,3 c16 - 401
L20	8,00	25 Ø6,3 c16 - 371	22 Ø6,3 c16 - 426
L21	8,00	25 Ø6,3 c16 - 121	3 Ø6,3 c33 - 426
L22	9,00	31 Ø8,0 c15 - 422	21 Ø6,3 c18 - 486
L23	8,00	20 Ø6,3 c16 - 128	3 Ø6,3 c33 - 343
L24	8,00	36 Ø6,3 c13 - 321	18 Ø6,3 c16 - 493
L25	8,00	84 Ø8,0 c13 - 332	9 Ø6,3 c33 - 1111
L26	8,00	91 Ø6,3 c16 - 171	4 Ø6,3 c33 - 1486
L27	8,00	84 Ø8,0 c13 - 332	9 Ø6,3 c33 - 1111
L28	8,00	36 Ø6,3 c13 - 321	18 Ø6,3 c16 - 492
L29	8,00	25 Ø6,3 c16 - 108	2 Ø6,3 - c33 - 426
L30	9,00	42 Ø6,3 c10 - 426	25 Ø6,3 c16 - 446
L31	8,00	33 Ø6,3 c12 - 281	16 Ø6,3 c16 - 426
L32	8,00	38 Ø6,3 c16 - 321	9 Ø6,3 c33 - 631
L33	8,00	38 Ø6,3 c16 - 231	6 Ø6,3 c33 - 631
L34	8,00	32 Ø6,3 c16 - 201	5 Ø6,3 c33 - 546
L35	8,00	45 Ø6,3 c13 - 356	21 Ø6,3 c16 - 611
L36	8,00	15 Ø6,3 c16 - 151	8 Ø6,3 c16 - 262
L37	8,00	33 Ø6,3 c16 - 121	3 Ø6,3 c33 - 556
L38	8,00	20 Ø6,3 c16 - 144	3 Ø6,3 c33 - 342
L39	8,00	14 Ø6,3 c16 - 151	8 Ø6,3 c16 - 256
L40	8,00	38 Ø6,3 c16 - 231	6 Ø6,3 c33 - 631
L41	8,00	47 Ø8,0 c13 - 332	9 Ø6,3 c33 - 631
L42	8,00	33 Ø6,3 c12 - 281	16 Ø6,3 c16 - 426
L43	9,00	40 Ø6,3 c10 - 426	27 Ø6,3 c15 - 446
L44	8,00	25 Ø6,3 c16 - 107	2 Ø6,3 c33 - 426
L45	8,00	28 Ø6,3 c15 - 411	26 Ø6,3 c15 - 446
L46	8,00	17 Ø6,3 c16 - 128	3 Ø6,3 c33 - 303
L47	8,00	24 Ø6,3 c16 - 281	16 Ø6,3 c16 - 411
L48	8,00	27 Ø6,3 c16 - 206	5 Ø6,3 c33 - 453
L49	8,00	25 Ø6,3 c16 - 176	4 Ø6,3 c33 - 422
L50	8,00	22 Ø6,3 c16 - 281	16 Ø6,3 c16 - 371
L51	8,00	22 Ø6,3 c16 - 280	16 Ø6,3 c16 - 371
L52	8,00	32 Ø6,3 c13 - 391	23 Ø6,3 c16 - 445
L53	8,00	27 Ø6,3 c16 - 206	5 Ø6,3 c33 - 452
L54	8,00	24 Ø6,3 c16 - 281	16 Ø6,3 c16 - 411
L55	8,00	28 Ø6,3 c15 - 411	26 Ø6,3 c15 - 446
L56	8,00	17 Ø6,3 c16 - 127	3 Ø6,3 c33 - 302

Fonte: Do autor

Lista de aço e quadro resumo para armaduras positivas:

Tabela 9 - Lajes: Lista de Aço para Armaduras Positivas

AÇO	Ø (mm)	N	QTD.	COMPRIMENTO	
				UNITÁRIO (cm)	TOTAL (m)
CA-50	6,3	1	20	127	25,40
		2	3	352	10,56
		4	21	496	104,16
		5	22	426	93,72
		6	25	381	95,25
		7	3	426	12,78
		8	25	121	30,25
		9	3	281	8,43
		10	16	132	21,12
		11	23	281	64,63
		12	16	401	64,16
		15	4	301	12,04
		16	18	601	108,18
		17	5	408	20,40
		18	24	188	45,12
		19	32	201	64,32
		20	5	546	27,30
		21	17	311	52,87
		22	23	402	92,46
		23	18	546	98,28
		24	5	326	16,30
		25	21	271	56,91
		26	15	366	54,90
		27	21	151	31,71
		28	4	366	14,64
		29	21	291	61,11
		30	17	366	62,22
		31	3	610	18,30
		32	36	121	43,56
		33	28	291	81,48
		34	17	481	81,77
		35	14	151	21,14
		36	8	257	20,56
		39	19	603	114,57
		40	5	403	20,15
		41	3	281	8,43
		42	16	127	20,32
		43	23	281	64,63
		44	16	401	64,16
		45	22	426	93,72
		46	25	371	92,75
		47	3	426	12,78
		48	25	121	30,25
		50	21	486	102,06
		51	20	128	25,60
		52	3	343	10,29
		53	11	493	54,23
		54	7	258	18,06
		55	18	207	37,26
		56	18	321	57,78
		57	6	821	49,26
		58	3	1111	33,33
		61	4	1486	59,44
		62	1	201	2,01
		63	2	151	3,02
		64	91	171	155,61
		65	6	821	49,26
		66	3	1111	33,33
		69	11	492	54,12
		70	7	258	18,06
		71	18	321	57,78
		72	18	207	37,26
		73	25	108	27,00
		74	2	426	8,52
		75	27	446	120,42
		76	42	426	178,92
		77	33	281	92,73
		78	16	426	68,16
		79	38	321	121,98
		80	9	631	56,79
		81	38	231	87,78

CA-50	6,3	82	6	631	37,86
		83	32	201	64,32
		84	5	546	27,30
		85	45	356	160,20
		86	21	611	128,31
		87	15	151	22,65
		88	8	262	20,96
		89	3	556	16,68
		90	33	121	39,93
		91	8	158	12,64
		92	4	144	5,76
		93	3	161	4,83
		94	4	148	5,92
		95	3	89	2,67
		96	4	71	2,84
		97	14	151	21,14
		98	8	256	20,48
		99	38	231	87,78
		100	6	631	37,86
		102	9	631	56,79
		103	33	281	92,73
		104	16	426	68,16
		105	40	426	170,40
		106	27	446	120,42
		107	25	107	26,75
		108	2	426	8,52
		109	26	446	115,96
		110	28	411	115,08
		111	3	303	9,09
		112	17	128	21,76
		113	24	281	67,44
		114	16	411	65,76
		115	5	453	22,65
		116	27	206	55,62
		117	4	422	16,88
		118	25	176	44,00
		119	22	281	61,82
		120	16	371	59,36
		121	22	280	61,60
		122	16	371	59,36
		123	11	246	27,06
		124	21	391	82,11
		125	14	445	62,30
		126	9	301	27,09
		127	5	452	22,60
		128	27	206	55,62
		129	24	281	67,44
		130	16	411	65,76
		131	26	446	115,96
		132	28	411	115,08
		133	3	302	9,06
		134	17	127	21,59
	8,0	3	31	422	130,82
		13	32	387	123,84
		14	16	304	48,64
		37	32	387	123,84
		38	16	304	48,64
		49	31	422	130,82
		59	61	332	202,52
		60	23	129	29,67
		67	23	129	29,67
		68	61	332	202,52
		101	47	332	156,04

Fonte: Do autor

Tabela 10 - Lajes: Quadro Resumo para Armaduras Positivas

AÇO	Ø (mm)	COMPRIMENTO TOTAL (m)	MASSA/m (kg/m)	MASSA TOTAL +10% (kg)
CA-50	6,3	6460,88	0,245	1739,10
	8,0	1227,02	0,395	532,58

Fonte: Do autor

Armaduras Negativas:

Tabela 11 - Lajes: Armaduras Negativas

Entre Lajes	Armadura
L2-L3	36 Ø8 c10 - 244
L3-L4	33 Ø6,3c12 - 219,5
L3-L6	22 Ø6,3c12 - 219,5
L6-L25	23 Ø6,3c16 - 189,5
L6-L7	31 Ø8,0c12 - 225,5
L7-L9	43 Ø8,0c12 - 225,5
L9-L10	52 Ø6,3c10 - 230
L10-L26	29 Ø6,3c16 - 230
L11-L12	21 Ø6,3c16 - 164,5
L12-L13	21 Ø6,3c16 - 174,5
L13-L15	21 Ø6,3c16 - 174,5
L15-L17	26 Ø8,0c12 - 225,5
L17-L19	31 Ø8,0c12 - 225,5
L19-L20	22 Ø6,3c12 - 214,5
L19-L27	16 Ø6,3c16 - 189,5
L20-L21	33 Ø6,3c12 - 214,5
L20-L22	35 Ø8c10 - 251
L30-L45	47 Ø8,0c9 - 258,5
L31-L32	45 Ø6,3c9 - 187
L34-L35	47 Ø6,3c11 - 207
L35-L26	21 Ø6,3c16 - 207
L36-L35	15 Ø6,3c16 - 207
L36-L37	8 Ø6,3c16 - 104,5
L39-L40	12 Ø6,3c16 - 144,5
L39-L52	8 Ø6,3c16 - 224,5
L41-L42	40 Ø6,3c10 - 189,5
L42-L54	20 Ø6,3c13 - 169,5
L43-L55	47 Ø8,0c9 - 258,5
L45-L47	26 Ø8,0c15 - 243
L47-L31	20 Ø6,3c13 - 169,5
L50-L51	22 Ø6,3c16 - 169,5
L51-L52	28 Ø6,3c11 - 224,5
L54-L55	28 Ø8,0c14 - 243

Fonte: Do autor

Lista de aço e quadro resumo para armaduras negativas:

Tabela 12 - Lajes: Lista de Aço para Armaduras Negativas

AÇO	Ø (mm)	N	QTD.	COMPRIMENTO	
				UNITÁRIO (cm)	TOTAL (m)
CA-50	6,3	2	22	219,50	48,29
		3	33	219,50	72,44
		4	23	189,50	43,59
		7	52	230,00	119,60
		8	29	230,00	66,70
		9	21	164,50	34,55
		10	21	174,50	36,65
		11	21	174,50	36,65
		14	22	214,50	47,19
		15	16	189,50	30,32
		17	33	214,50	70,79
		18	47	258,50	121,50
		19	45	187,00	84,15
		20	20	169,50	33,90
		21	47	207,00	97,29
		22	21	207,00	43,47
		23	15	207,00	31,05
		24	8	104,50	8,36
		25	12	144,50	17,34
		26	8	224,50	17,96
		27	40	189,50	75,80
		28	20	169,50	33,90
		29	47	258,50	121,50
		31	22	169,50	37,29
		32	28	224,50	62,86
	8,0	1	36	244,00	87,84
		5	31	225,50	69,91
		6	31	225,50	69,91
		12	26	225,50	58,63
		13	31	225,50	69,91
		16	35	251,00	87,85
		18	47	251,50	118,21
		30	26	243,00	63,18
		33	28	243,00	68,04

Fonte: Do autor

Tabela 13 - Quadro Resumo para Armaduras Negativas

AÇO	Ø (mm)	COMPRIMENTO TOTAL (m)	MASSA/m (kg/m)	MASSA TOTAL +10% (kg)
CA-50	6,3	1393,10	0,245	374,99
	8,0	693,46	0,395	300,99

Fonte: Do autor

5.2 VIGAS

Para este trabalho, foi escolhido fazer o dimensionamento manual para duas vigas. A primeira trata-se de uma viga comum do pavimento tipo que se repete, chamado de Tipo B, escolhida por ser uma viga contínua de grande vão e aparentar ser uma das que tem maior carregamento suportado. A outra viga escolhida trata-se de uma viga do primeiro tipo, chamado de Tipo A, que recebe diretamente o carregamento de dois pilares dos andares tipo que se repetem, portanto, uma viga de transição.

5.2.1 Viga V75 (Pavimento Tipo B)

5.2.1.1 Pré-dimensionamento e Vão Efetivo

Como já descrito no item 4.1, as vigas inicialmente estão dispostas com largura inicial mínima de 12 cm. A altura da viga é inicialmente estimada através da seguinte relação:

$$h = \frac{l}{12}$$

Onde l é o maior vão entre apoios. Para a V75:

$$h = \frac{540}{12} \cong 45 \text{ cm}$$

O vão efetivo é calculado da mesma forma que para lajes, utilizando a expressão:

$$l_{ef} = a_1 + l_0 + a_2$$

Onde a_1 e a_2 são definidos por:

$$a_i \leq \begin{cases} t_i/2 \\ 0,3h \end{cases}$$

Onde t_1 e t_2 são as larguras das vigas ou pilares de apoio em cada extremidade. Sabendo que a viga em questão possui um balanço na extremidade direita, têm-se:

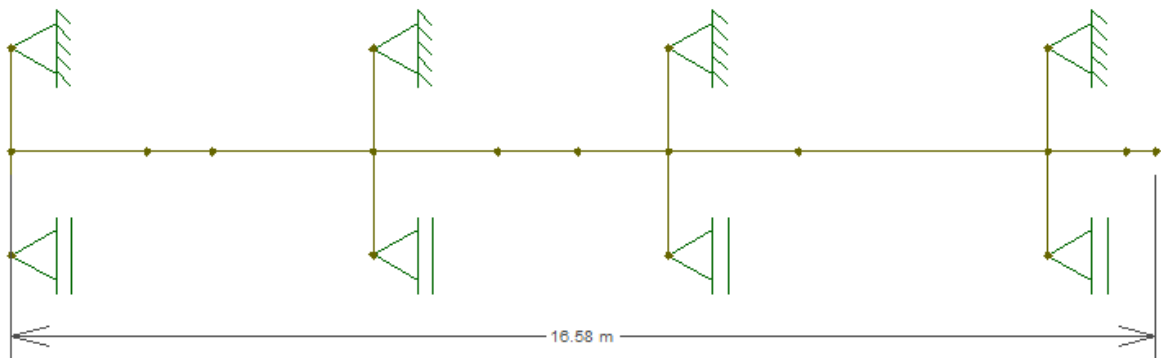
$$t_2 = 0, \quad a_2 = 0$$

$$a_1 \leq \begin{cases} \frac{20}{2} = 10 \text{ cm} \\ 0,3 * 45 = 13,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{x\text{ef}} = 10 + 1649 + 0 = 1659 \text{ cm}$$

A viga V75 está representada abaixo na Figura 7.

Figura 6 - Representação da Viga V75



Fonte: Do autor

5.2.1.2 Carregamentos

De um modo geral, o carregamento que as vigas suportam provém do peso das próprias vigas, do peso provocado pelas alvenarias sobre elas e das reações de apoio provocada pelas lajes em seu entorno. A viga em estudo suporta também outras vigas, portanto as reações de apoio das vigas suportadas também devem ser consideradas no seu carregamento. O carregamento devido ao peso próprio foi calculado da seguinte forma:

$$g_p = h * b * \gamma_c$$

Assim, para a V75:

$$g_p = 0,45 * 0,12 * 25$$

$$g_p = 1,35 \text{ kN/m}$$

O peso da alvenaria é determinado pela expressão:

$$g_{alv} = \gamma_{alv} * b_{alv} * (h_e - h)$$

Onde h_e é referente ao pé-direito estrutural e h à altura da viga sobre a parede. As considerações sobre o peso específico da alvenaria e sobre o pé-direito estrutural estão descritas no capítulo de lajes, no item 5.1.4. Para a V75, têm-se:

$$g_{alv} = 15 * 0,15 * (3,10 - 0,45)$$

$$g_{alv} = 5,51 \text{ kN/m}$$

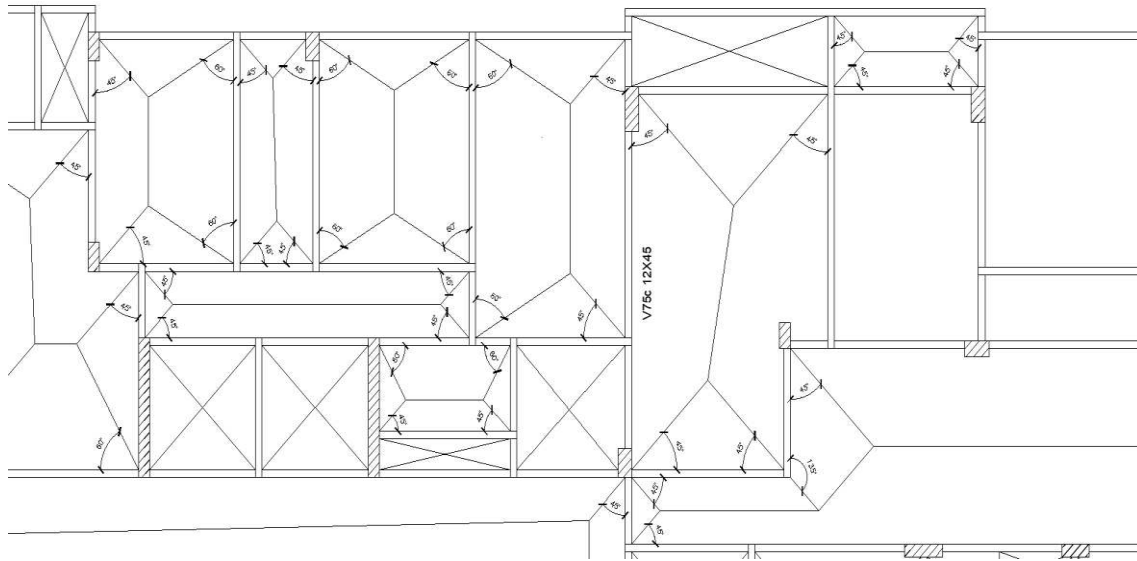
Em lajes, o carregamento acidental considerado foi de 1,5 kN/m, conforme indicado pela NBR6120:1980 para edifícios residenciais.

Para calcular a reação das lajes sobre as vigas, utilizou-se o Método das Áreas de Influência, ou Linhas de Ruptura. Nesse método, procura-se representar na laje a provável forma de ruptura que ela teria, considerando que o material é homogêneo, é com essas linhas de ruptura delimitar a área de laje que cada viga de seus bordos suporta. Essas linhas são traçadas da seguinte forma:

- 45° a partir do bordo, em encontro de bordos simplesmente apoiados;
- 60° a partir do bordo engastado, em encontro de bordos simplesmente apoiado e engastado;
- 90° a partir do bordo livre, em encontro de bordos simplesmente apoiado e livre.

Uma demonstração do traçado das linhas de ruptura para as lajes que influenciam no carregamento da Viga V75 está disposta na Figura 8.

Figura 7 - V75: Representação das Linhas de Ruptura



Fonte: Do autor

Com a área de influência de cada laje sobre as vigas, pode-se calcular o carregamento que a laje transfere à viga através da expressão:

$$R_L = \frac{Q_L * A_{influência}}{l_0}$$

Onde Q_L é o carregamento sobre a laje e l_0 é o vão da viga que suporta essa laje.

Ao longo de seu comprimento, a viga V75 suporta diversas lajes diferentes. A Tabela 20 abaixo demonstra o resultado das reações de cada uma dessas lajes, separando-as em reações devido a cargas permanentes e acidentais, bem como o total ($g + q$).

Tabela 14 - V75: Reações das Lajes

LAJE	REAÇÕES		
	PERMANENTE (g) (kN/m)	ACIDENTAL (q) (kN/m)	TOTAL (g+q) (kN/m)
L52	2,28	1,05	3,33
L53	1,29	0,65	1,94
L39	1,88	0,94	2,82
L40	2,64	1,76	4,40
L26	1,39	1,39	2,78
L27	0,77	0,39	1,16
L17	4,51	2,40	6,91
L15	2,35	1,18	3,53

Fonte: Do autor

Para determinar as reações de cada viga que influencia no carregamento da viga V75, utilizou-se o mesmo processo acima descrito para determinar seu carregamento de peso próprio e reações das lajes. A Tabela 21 abaixo contempla as reações calculadas para cada uma dessas vigas separando-as em reações devido a cargas permanentes e acidentais, bem como o total ($g + q$).

Tabela 15 - Reações das Vigas que Influenciam na Viga V75

VIGA	VIGA DE INTERESSE A QUAL SE APOIA	REAÇÕES		
		PERMANENTE (g) (kN)	ACIDENTAL (q) (kN)	TOTAL (P) (kN)
V79	V35	8,15	2,20	10,35
V76	V35, V27	38,80	16,10	54,90
V35	V75	55,10	20,20	75,30
V31	V75	7,70	2,40	10,10
V25	V75	5,60	1,80	7,40
V84	V27	17,60	5,90	23,50
V20	V87	11,40	3,50	14,90
V87	V27	44,50	12,90	57,40
V27	V75	40,00	15,10	55,10
V62	V12	1,60	1,30	2,90
V66	V12, V3	21,20	7,20	28,40
V67	V12, V3	16,10	5,60	21,70
V12	V73	35,00	10,80	45,80
V73	V3, V15	53,60	19,70	73,30
V65	V15	6,90	1,50	8,40
V16	V72	10,10	2,70	12,80
V72	V15	10,30	2,60	12,90
V15	V75	30,20	9,30	39,50
V3	V75	32,60	23,80	56,40
V4	V75	9,70	2,10	11,80

Fonte: Do autor

A Tabela 22 abaixo demonstra apenas as reações das vigas que se apoiam diretamente na viga V75 em estudo.

Tabela 16 – V75: Reações das Vigas

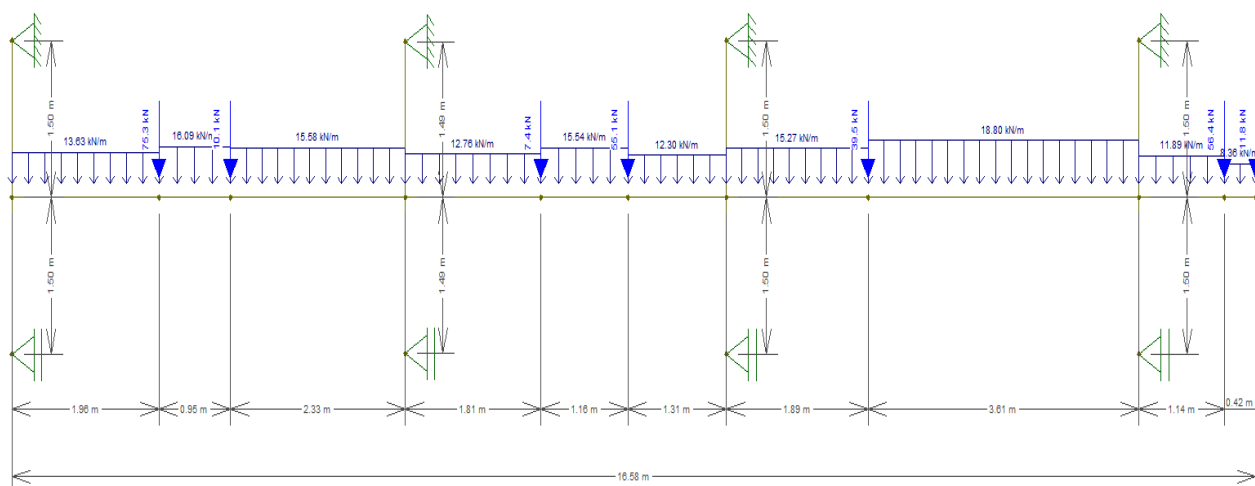
VIGA	REAÇÕES		
	PERMANENTE (g) (kN)	ACIDENTAL (q) (kN)	TOTAL (g+q) (kN)
V35	55,10	20,20	75,30
V31	7,70	2,40	10,10
V25	5,60	1,80	7,40
V27	40,00	15,10	55,10
V15	30,20	9,30	39,50
V3	32,60	23,80	56,40
V4	9,70	2,10	11,80

Fonte: Do autor

5.2.1.3 Cálculo dos Esforços

Para o cálculo de esforços cortantes e momentos fletores atuantes na viga, utilizou-se o auxílio do programa Ftool®, modelando as vigas com as dimensões e carregamentos descritos anteriormente, conforme a Figura 9 abaixo.

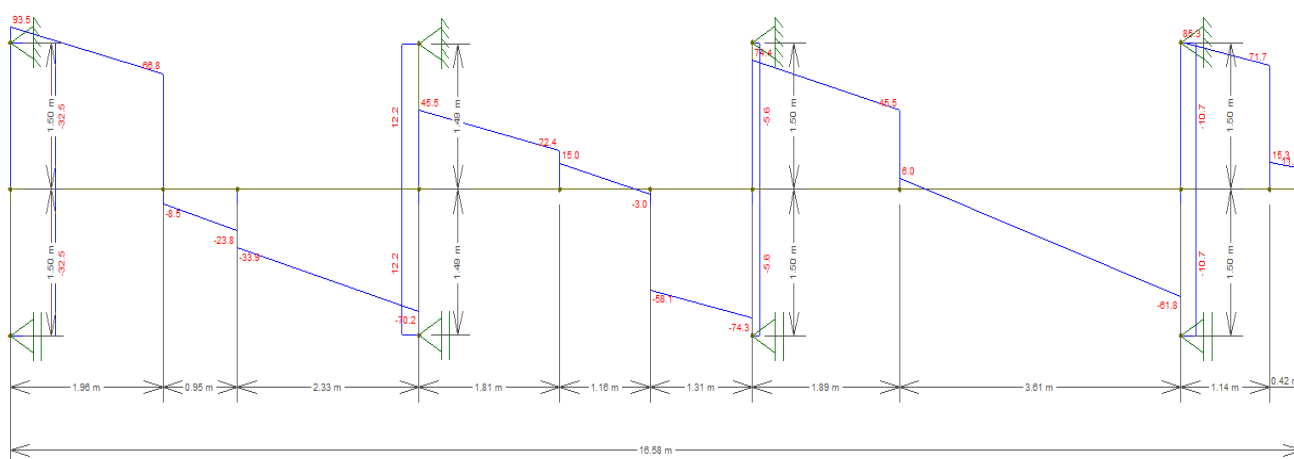
Figura 8 - Modelagem da Viga V75



Fonte: Do autor

O diagrama de esforços cortantes, retirados do programa, está representado na Figura 10 abaixo.

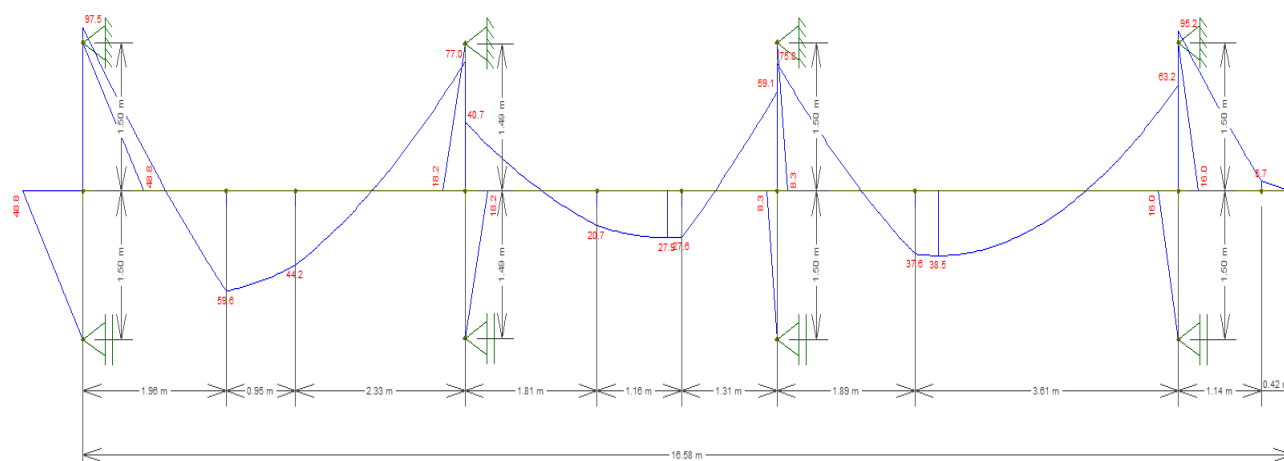
Figura 9 – V75: Diagrama de Esforços Cortantes



Fonte: Do autor

O diagrama de momentos fletores, retirados do programa, está representado na Figura 11 abaixo.

Figura 10 – V75: Diagrama de Momentos Fletores



Conforme explicado no item 5.1.5 deste trabalho, os coeficientes de majoração γ_g e γ_q das ações para a Combinação Última Normal são iguais a 1,4, portanto pode-se simplesmente majorar os esforços finais V e M em 1,4. Assim:

Tabela 17 – V75: Momentos Fletores Atuantes de Cálculo

TRAMO	POSITIVO		NEGATIVO	
	M máx (kNm)	Md (kNm)	M máx (kNm)	Md (kNm)
a	59,60	83,44	97,50	136,50
b	27,90	39,06	77,00	107,80
c	38,50	53,90	75,80	106,12
d	-	-	95,20	133,28

Fonte: Do autor

Tabela 18 – V75: Esforços Cortantes Atuantes de Cálculo

TRAMO	Vs máx (kN)	Vs d (kN)
a	93,50	130,90
b	74,20	103,88
c	74,40	104,16
d	85,30	119,42

Fonte: Do autor

5.2.1.4 Dimensionamento das Armaduras Longitudinais

O processo de dimensionamento das armaduras longitudinais para as vigas é muito semelhante ao das lajes, onde se calcula uma área de aço necessária para resistir o esforço de momento fletor através do equilíbrio de forças. Será demonstrado o cálculo da armadura necessária para combater o maior momento de cálculo indicado pela Tabela 22, no caso o momento negativo aplicado no tramo a, como o valor de 136,5 kNm. Inicialmente, é preciso calcular a posição da linha neutra e, para isso, é preciso estimar um valor inicial para o braço de alavanca. Para esta viga de altura igual a 45 cm, estimou-se inicialmente um braço de alavanca de 40 cm. Assim, calcula-se a linha neutra pela expressão:

$$x = 1,25 * d * \sqrt{\frac{M_d}{0,425 * f_{cd} * b * d^2}}$$

$$x = 1,25 * 40 * \sqrt{\frac{13650}{0,425 * \frac{3,0}{1,4} * 12 * 40^2}}$$

$$x = 26,6 \text{ cm}$$

Verificando o domínio e o critério de ductibilidade mínima segundo item 14.6.4.3 da NBR6118:2014:

$$\frac{x}{d} = \frac{26,6}{40} = 0,665$$

$$\frac{x}{d} > 0,45 \rightarrow \text{Não atende ao critério de ductibilidade.}$$

Portanto, é necessário que se adote armadura dupla neste caso.

No caso de armadura dupla, a linha neutra é fixada no valor limite para que ela atenda ao critério de ductibilidade. Então:

$$x = 0,45 * d$$

$$x = 0,45 * 40 = 18 \text{ cm}$$

Assim, calcula-se a primeira parcela do momento fletor de cálculo resistida pela armadura inferior da seguinte forma:

$$M_{d1} = 0,85 * f_{cd} * 0,8 * x * b * (d - 0,4 * x)$$

$$M_{d1} = 0,85 * \frac{3,0}{1,4} * 0,8 * 18 * 12 * (40 - 0,4 * 18)$$

$$M_{d1} = 10323,6 \text{ kNcm}$$

Calcula-se a segunda parcela do momento fletor de cálculo:

$$M_{d2} = M_d - M_{d1} = 13650 - 10323,6$$

$$M_{d2} = 3326,4 \text{ kNcm}$$

A área de aço necessária para combater cada parcela do momento é calculada pelas seguintes expressões:

$$A_{s1} = \frac{M_{d1}}{f_{yd} * (d - 0,4 * x)}$$

$$A_{s2} = \frac{M_{d2}}{f_{yd} * (d - d'')}$$

Onde d'' é a distância entre a armadura inferior e o bordo inferior do elemento. Para este caso, estimou-se o valor de d'' como 4,0 cm. Portanto:

$$A_{s1} = \frac{10323,6}{\frac{50}{1,15} * (40 - 0,4 * 18)}$$

$$A_{s1} = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{3326,4}{\frac{50}{1,15} * (40 - 4)}$$

$$A_{s2} = 2,1 \text{ cm}^2$$

Logo:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 7,2 + 2,1$$

$$A_s = 9,3 \text{ cm}^2$$

Para vigas, adotou-se a restrição prescrita pela NBR6118:2014 para pilares em seu item 18.4.2.1 de que o diâmetro de armadura longitudinal máxima não deve ser maior que $b/8$, visto que para vigas não é determinado um diâmetro de armadura máximo. Assim, para a V75:

$$\begin{aligned}\varnothing_{l \text{ máx.}} &= \frac{b}{8} = \frac{12}{8} \\ \varnothing_{l \text{ máx.}} &= 1,5 \text{ cm} \rightarrow 12,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

Sabendo que a armadura de diâmetro 12,5 mm possui 1,2 cm² de área unitária, calculasse a quantidade de barras necessárias para o dimensionamento:

$$\begin{aligned}n &= \frac{A_s}{A_{s,uni}} = \frac{9,3}{1,2} \\ n &= 7,75 \rightarrow 8 \text{ barras.}\end{aligned}$$

O espaçamento mínimo entre barras longitudinais é definido pela NBR6118:2014 em seu item 18.3.2.2 e pode ser resumido da seguinte forma:

Na direção horizontal (s_h):

$$s_h \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \varnothing_l \\ 1,2 d_{agreg} \end{cases}$$

Na direção vertical (s_v):

$$s_v \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \varnothing_l \\ 0,5 d_{agreg} \end{cases}$$

Onde d_{agreg} se refere ao diâmetro máximo do agregado graúdo utilizado no concreto. Neste trabalho, adotou-se a utilização de brita 1 como agregado graúdo, que possui como diâmetro máximo 19 mm. Portanto:

$$\begin{aligned}s_h &\geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ 12,5 \text{ mm} \\ 1,2 * 19 = 23 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow s_{h \text{ mín}} = 2,5 \text{ cm} \\ s_v &\geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ 12,5 \\ 0,5 * 19 = 9,5 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow s_{v \text{ mín}} = 2,0 \text{ cm}\end{aligned}$$

Com o diâmetro mínimo entre barras, é possível calcular a quantidade máxima de barras por camada na seção do elemento através da seguinte expressão:

$$n_{\text{máx}}/\text{cam.} = \frac{b - 2 * c - 2 * \varnothing_t + s_h}{\varnothing_l + s_h}$$

Adotando inicialmente que os estribos terão diâmetro de 0,63 mm para a V75, têm-se:

$$n_{m\acute{a}x}/cam. = \frac{12 - 2 * 3 - 2 * 0,63 + 2,5}{1,25 + 2,5}$$

$$n_{m\acute{a}x}/cam. = 1,93 \rightarrow 1 \text{ barra por camada.}$$

Portanto, conclui-se que para essa situação seriam necessárias 8 camadas com 1 barra por camada, devido à baixa largura da viga. Após algumas iterações para adequar o dimensionamento, chegou-se a dimensão final da viga de 15x55 cm. Para esta nova dimensão, foi preciso atualizar os valores de carregamento, que se alteraram devido ao pequeno aumento do peso próprio da estrutura:

Tabela 19 – V75: Momentos Fletores de Cálculo Finais

TRAMO	POSITIVO		NEGATIVO	
	M máx (kNm)	Md (kNm)	M máx (kNm)	Md (kNm)
a	60,00	84,00	98,60	138,04
b	28,20	39,48	78,20	109,48
c	39,10	54,74	77,00	107,80
d	-	-	95,80	134,12

Fonte: Do autor

Tabela 20 - V75: Esforços Cortantes de Cálculo Finais

TRAMO	Vs máx (kN)	Vs d (kN)
a	94,80	132,72
b	75,70	105,98
c	86,00	120,40
d	86,00	120,40

Fonte: Do autor

Refazendo o cálculo já conforme já descrito nesse capítulo, obteve-se:

$$d = 49 \text{ cm (adotado)}$$

$$x = 14,6 \text{ cm}$$

$$\frac{x}{d} = 0,30 \rightarrow \text{Domínio 3, atende critério de ductibilidade.}$$

Portanto, a armadura é dimensionada nesse caso como armadura simples, através da expressão:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} * (d - 0,4 * x)}$$

$$A_s = \frac{13804}{\frac{50}{1,15} * (49 - 0,4 * 14,6)}$$

$$A_s = 7,4 \text{ cm}^2$$

Prosseguindo com o dimensionamento já explicado anteriormente:

$$\emptyset_{l \text{ máx.}} = \frac{b}{8} = \frac{15}{8}$$

$$\emptyset_{l \text{ máx.}} = 1,875 \text{ cm} \rightarrow 16,0 \text{ mm}$$

Com uma área de armadura unitária igual a 2,0 cm², têm-se:

$$n = \frac{7,4}{2,0} = 3,7 \rightarrow 4 \text{ barras.}$$

$$s_h \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ 16 \text{ mm} \\ 1,2 * 19 = 23 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow s_{h \text{ mín}} = 2,5 \text{ cm}$$

$$s_v \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ 16 \text{ mm} \\ 0,5 * 19 = 9,5 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow s_{v \text{ mín}} = 2,0 \text{ cm}$$

Adotando diâmetro inicial dos estribos como 5,0 mm:

$$n_{\text{máx}}/\text{cam} = \frac{15 - 2 * 3 - 2 * 0,5 + 2,5}{1,6 + 2,5}$$

$$n_{\text{máx}}/\text{cam} = 2,56 \rightarrow 2 \text{ barras por camada.}$$

Portanto, neste caso têm-se no máximo para a viga V75 2 camadas com 2 barras por camada. O que resulta na seguinte área efetiva:

$$A_{s \text{ ef}} = 3,14 * \frac{1,6^2}{4} * 4$$

$$A_{s \text{ ef}} = 8,0 \text{ cm}^2$$

A área mínima de armadura longitudinal para vigas é especificada no item 17.3.5.2.1, onde, simplificada para aço CA-50, pode-se retirar a taxa de armadura mínima diretamente da Tabela 17.3 da referida norma. Desta tabela, têm-se que:

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{A_s}{A_c} \geq 0,15\%$$

Portanto, para a V75:

$$A_{s\ min} = 15 * 55 * \frac{0,15}{100}$$

$$A_{s\ min} = 1,24\ cm^2$$

Conclui-se que a área efetiva de aço calculada para a V75 supera a área de aço mínima.

O espaçamento na direção horizontal entre as barras pode ser calculado conforme a expressão:

$$s_h = \frac{b - 2 * c - 2 * \emptyset_t - n_{/cam} * \emptyset_l}{(n' - 1)}$$

Onde $n_{/cam}$ é o número de barras máximo por camada na seção. Para a V75, têm-se:

$$s_h = \frac{15 - 2 * 6 - 2 * 0,5 - 2 * 1,6}{(2 - 1)}$$

$$s_h = 4,8\ cm$$

Deve-se observar que o espaçamento calculado deve respeitar os espaçamentos mínimos previamente mencionados. Para o espaçamento na direção vertical, usa-se simplesmente o espaçamento mínimo anteriormente calculado. Portanto:

$$s_v = s_{v\ min} = 2,0\ cm$$

Como a armadura está disposta em mais de uma camada, é necessário calcular o braço de alavanca real, para verificar se o valor adotado inicialmente está próximo, caso contrário, é necessário recalculá-lo com um novo braço de alavanca. Para calcular o braço de alavanca real, utiliza-se a expressão:

$$d_{real} = h - c - \emptyset_t - \frac{n_{/cam}}{2} * \emptyset_l - \frac{n_{/cam} - 1}{2} * s_v$$

Onde n_{cam} se refere ao número de camadas de barras longitudinais. Para a V75:

$$d_{real} = 55 - 6 - 0,5 - \frac{2}{2} * 1,6 - \frac{2 - 1}{2} * 2,0$$

$$d_{real} = 48,9\ cm$$

Como o valor do braço de alavanca real está bem próximo do estimado, não é necessário refazer os cálculos. Será apresentado nas tabelas abaixo os resultados de dimensionamento da armadura longitudinal para os demais tramos da V75.

Armaduras negativas:

Tabela 21 - V75: Armaduras Longitudinais para Momento Fletor Negativo

TRAMO	As (cm ²)	Øl adot. (mm)	n (barras)	Camadas	As, ef (cm ²)	Espaçamento horizontal (cm)	Espaçamento vertical (cm)
a	7,4	16,0	4	2	8,0	4,8	2,0
b	5,7	16,0	3	2	6,0	4,8	2,0
c	5,6	16,0	3	2	6,0	4,8	2,0
d	7,1	16,0	4	2	8,0	4,8	2,0

Fonte: Do autor

Armaduras positivas:

Tabela 22 - V75: Armaduras Longitudinais para Momento Fletor Positivo

TRAMO	As (cm ²)	Øl adot. (mm)	n (barras)	Camadas	As, ef (cm ²)	Espaçamento horizontal (cm)	Espaçamento vertical (cm)
a	4,1	12,5	4	2	4,9	5,5	2,0
b	1,9	8,0	4	2	2,0	2,8	2,0
c	2,6	10,0	4	2	3,1	2,5	2,0
d	0,6	6,3	2	1	0,6	6,7	0,0

Fonte: Do autor

No caso da armadura positiva do tramo d, onde não há momento fletor negativo, adotou-se armaduras de 2 barras de 6,3 mm para fins de porta-estribo. O mesmo foi adotado para os trechos da viga onde só há armadura positiva inferior.

5.2.1.5 Dimensionamento das Armaduras Transversais

Para o cálculo das armaduras transversais, utiliza-se o método de analisar o fluxo de tensões na viga pela analogia das Treliças de Mörsch, onde o fluxo de tensões é transferido por bielas e tirantes. Nesse método, primeiro deve-se verificar se as bielas de concreto resistem ao esforço cortante de cálculo e posteriormente calcular uma área de aço capaz de resistir os esforços de tração submetidos aos tirantes.

Para avaliar a resistência das bielas, dispomos de 2 modelos. No modelo 1, considera-se que as bielas comprimidas estão dispostas a um ângulo de 45° com a

horizontal, enquanto que no modelo II essa inclinação pode variar de 30° a um outro valor menor que 45° . Para este trabalho, foi adotado o dimensionamento segundo o modelo II, por geralmente apresentar resultados menores de armadura transversal. Neste caso, considerou-se que as bielas comprimidas se encontram a 30° com a superfície horizontal. Assim, o esforço cortante resistente de cálculo é calculado por:

$$V_{Rd2} = 0,54 * \alpha_{v2} * f_{cd} * b * d * \text{sen}^2 \theta * (\cot \theta)$$

$$\text{Com: } \alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

O dimensionamento será demonstrado para a situação de maior esforço cortante, sendo apresentado somente os resultados para os demais tramos ao final. Por isso, o cálculo será demonstrado para o tramo a, que possui:

$$V_d = 132,72 \text{ kN}$$

$$d = 50 \text{ cm}$$

Então, calculando o cortante resistente para a V75:

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,88$$

$$V_{Rd2} = 0,54 * 0,88 * \frac{3,0}{1,4} * 15 * 50 * \text{sen}^2 30 * (\cot 30)$$

$$V_{Rd2} = 330,70 \text{ kN}$$

Têm-se que $V_{Rd2} > V_d$, portanto as bielas comprimidas resistem ao esforço cortante solicitante.

A resistência à tração dos tirantes é calculada por:

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

Onde V_c corresponde à parcela resistida pelo concreto e V_{sw} à parcela resistida pelo aço. Na flexão simples, a flexão do concreto deve ser calculada da seguinte forma:

$$V_c = V_{c1}$$

Onde,

$$V_{c1} = V_{c0}, \text{ para } V_{sd} \leq V_{c0}$$

$$V_{c1} = 0, \text{ para } V_{sd} = V_{Rd2}$$

$$V_{c0} = 0,6 * f_{ctd} * b * d$$

Devendo-se interpolar o valor de V_{c1} para valores intermediários. Calculando para a V75, têm-se:

$$f_{ctd} = 0,7 * f_{fctk,inf} = \frac{0,7 * 0,3 * \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{\gamma_c}$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 * 0,3 * \sqrt[3]{30^2}}{1,4} = 1,45 \text{ MPa}$$

$$V_{c0} = 0,6 * 0,145 * 15 * 50$$

$$V_{c0} = 65,17 \text{ kN}$$

Como $V_{sd} > V_{c0}$ e $< V_{Rd2}$, faz-se a seguinte interpolação:

$$V_{c1} = \frac{V_{c0} * (V_{Rd2} - V_{sd})}{V_{Rd2} - V_{c0}}$$

$$V_{c1} = \frac{65,17 * (330,70 - 132,72)}{330,70 - 65,17}$$

$$V_{c1} = 48,59 \text{ kN}$$

Assim, pode-se calcular o esforço cortante resistente do aço:

$$V_{sw} = V_{sd} - V_{c1} = 132,72 - 48,59$$

$$V_{sw} = 84,13 \text{ kN}$$

A armadura transversal no modelo II é calculada pela seguinte expressão:

$$A_{sw} = \frac{V_{sw}}{0,9 * f_{yd} * \cot \theta}$$

$$A_{sw} = \frac{84,13}{0,9 * \frac{50}{1,15} * \cot 30}$$

$$A_{sw} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para a armadura transversal, a NBR6118:2014 prescreve em seu item 17.4.1.1.1 a taxa de armadura mínima para elementos submetidos a força cortante. Considerando que os estribos são dispostos a um ângulo de 90° com a horizontal e considerando que a armadura é dada por metro ($s = 100 \text{ cm}$), pode-se simplificar a expressão da seguinte forma:

$$A_{sw \text{ mín}} = 20 * \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} * b$$

Logo, para a V75:

$$f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} = f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$A_{sw \text{ mín}} = 20 * \frac{2,90}{500} * 15$$

$$A_{sw \text{ mín}} = 1,74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Portanto, a armadura calculada está abaixo do mínimo permitido. Será utilizado o valor mínimo como A_{sw} necessário.

Adotando diâmetro dos estribos de 5,0 mm, que possui uma área de armadura unitária de 0,20 cm², calcula-se a quantidade de barras necessárias. Adotando que os ramos de estribo possuem 2 barras por ramo, têm-se:

$$n/m = \frac{1,74}{0,2 * 2}$$

$$n/m = 4,43$$

O espaçamento longitudinal entre estribos é então calculado fazendo:

$$s_l = \frac{100}{4,43} = 22,57 \text{ cm}$$

$$s_l = 22 \text{ cm}$$

Deve-se respeitar os espaçamentos máximos entre estribos, definidos pela NBR6118:2014 em seu item 18.3.3.2 onde define:

$$\text{Se } V_d \leq 0,67V_{Rd2}, s_{l \text{ máx}} \leq \begin{cases} 0,6d \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{Se } V_d > 0,67V_{Rd2}, s_{l \text{ máx}} \leq \begin{cases} 0,3d \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$

Na viga em questão:

$$0,67 V_{Rd2} = 0,67 * 330,70 = 221,57 \text{ kN}$$

$$V_d = 132,72 \text{ kN}$$

$$s_{l \text{ máx}} = 30 \text{ cm}$$

Portanto, o espaçamento calculado respeita o valor máximo.

Para calcular o espaçamento transversal, faz-se:

$$s_t = b - 2 * c - n/ramo * \emptyset_t$$

Substituindo os valores para V75:

$$s_t = 15 - 2 * 6 - 2 * 0,5$$

$$s_t = 8 \text{ cm}$$

O espaçamento transversal máximo entre estribos também é definido no mesmo item citado para espaçamento longitudinal. É prescrito o seguinte:

$$\text{Se } V_d \leq 0,20V_{Rd2}, s_{t \text{ máx}} \leq \begin{cases} d \\ 800 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{Se } V_d > 0,20V_{Rd2}, s_{t \text{ máx}} \leq \begin{cases} 0,6d \\ 350 \text{ mm} \end{cases}$$

Na viga em questão:

$$0,2 V_{Rd2} = 0,2 * 330,70 = 66,14 \text{ kN}$$

$$V_d = 132,72 \text{ kN}$$

$$s_{t \text{ máx}} = 30 \text{ cm}$$

Os resultados para todos os tramos estão demonstrados na Tabela 29 abaixo:

Tabela 23 - V75: Armaduras Transversais

TRAMO	Asw (cm²/m)	Øt adot. (cm)	n/m	sl (cm)	st (cm)
a	1,74	0,50	4,43	22	8
b	1,74	0,50	4,43	22	8
c	1,74	0,50	4,43	22	8
d	1,74	0,50	4,43	22	8

Fonte: Do autor

5.2.1.6 Estado Limite de Serviço – Deformações Excessivas

Para se analisar o ELS de deformações excessivas, é preciso utilizar a combinação quase-permanente, simplificada através da seguinte expressão:

$$p = g + \psi_2 q$$

Segundo a NBR6118:2014, para edifícios residenciais têm-se $\psi_2 = 0,3$. Os carregamentos permanente e acidental foram expostos no item 5.2.1.2 deste trabalho, na Tabela 30 abaixo será apresentado a combinação quase-permanente das cargas provenientes de cada viga ou laje que descarrega sobre a V75.

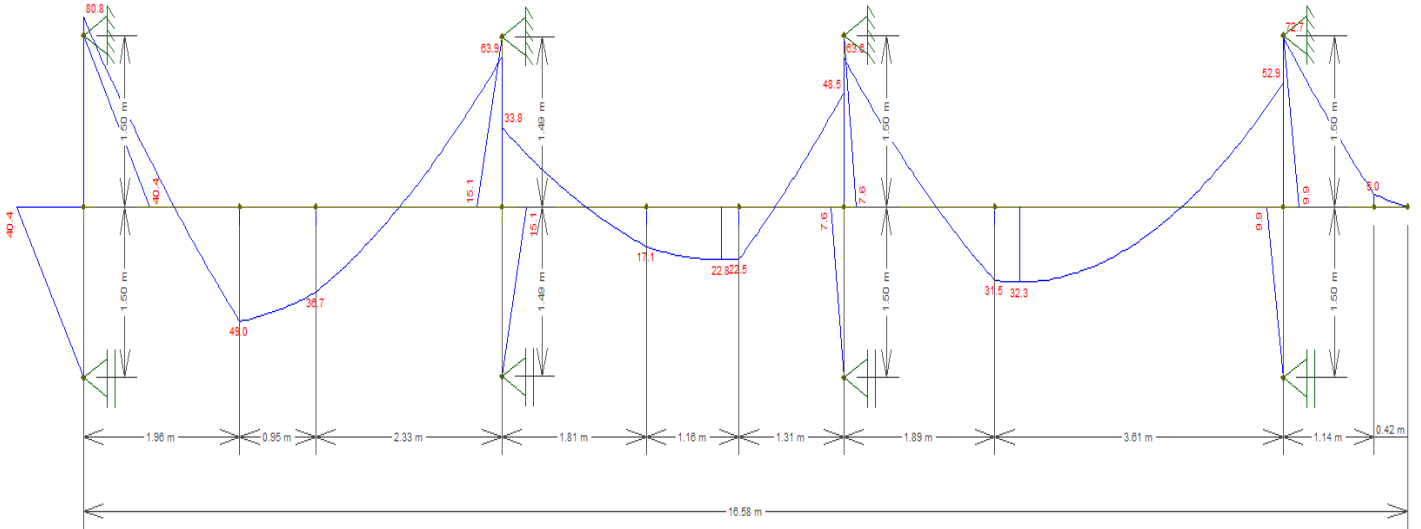
Tabela 24 – V75: Carregamento para Combinação Quase-Permanente

VIGA	COMBINAÇÃO	LAJE	COMBINAÇÃO
	QUASE-PERMANENTE (kN)		QUASE-PERMANENTE (kN/m)
V35	61,16	L52	2,60
V31	8,42	L53	1,49
V25	6,14	L39	2,16
V27	44,53	L40	3,17
V15	32,99	L26	1,81
V3	39,74	L27	0,89
V4	10,33	L17	5,23
		L15	2,70

Fonte: Do autor

Além desses carregamentos, a viga inteira recebe carregamento devido ao peso próprio e carga de paredes sobre si, além do carregamento acidental, que combinados pela combinação quase-permanente resultam numa carga de 7,80 kN/m. Novamente, o modelo com esses carregamentos foi carregado no Ftool® para que se fizesse a análise dos esforços máximos em cada tramo. O resultado dos momentos fletores retirado do programa está representado a seguir na Figura 12.

Figura 11 - V75: Diagrama de Momentos Fletores para Combinação Quase-Permanente



Fonte: Do autor

Novamente, os cálculos serão demonstrados para o maior esforço solicitante, neste caso o momento fletor negativo esquerdo no tramo a, que corresponde a 80,8 kNm.

Analogamente ao que foi descrito no item 5.1.6.1 deste trabalho, para calcular a flecha é preciso determinar se a viga está fissurada (Estádio II) ou não (Estádio I). Para isso, avalia-se o momento de fissuração da viga em questão e compara-se com o solicitante, caso o solicitante seja maior, o elemento está trabalhando no Estádio II. O momento de fissuração é definido pela seguinte expressão:

$$M_r = \frac{\alpha * f_{ctm} * I_c}{y_t}$$

A inércia da seção cheia no Estádio I é calculada pela seguinte expressão:

$$I_c = \frac{b * h^3}{12} + b * h * \left(x_1 - \frac{h}{2}\right)^2 + (\alpha_e - 1) * A_s * (d - x_1)^2 + (\alpha_e - 1) * A'_s * (x_1 - d')^2$$

Portanto, é preciso saber a posição da linha neutra no Estádio I, que é dada pela seguinte expressão:

$$x_l = \frac{b * \frac{h^2}{2} + (\alpha_e - 1) * A_s * d + (\alpha_e - 1) * A'_s * d'}{b * h + (\alpha_e - 1) * A_s + (\alpha_e - 1) * A'_s}$$

Lembrando que o momento solicitante é negativo e nessa seção não há armadura dupla, portanto $A'_s = 0$. Substituindo os valores para a V75, têm-se:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} = \frac{210}{27}$$

$$\alpha_e = 7,78$$

$$x_I = \frac{15 * \frac{55^2}{2} + (7,78 - 1) * 8,0 * 49}{15 * 55 + (7,78 - 1) * 8,0}$$

$$x_I = 28,8 \text{ cm}$$

$$I_c = \frac{15 * 55^3}{12} + 15 * 55 * \left(28,8 - \frac{55}{2}\right)^2 + (7,78 - 1) * 8,0 * (49 - 28,8)^2$$

$$I_c = 230139 \text{ cm}^4$$

$\alpha = 1,5 \rightarrow$ para seções retangulares.

$$f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$$

$$y_t = h - x_I = 55 - 28,8$$

$$y_t = 26,2 \text{ cm}$$

$$M_r = \frac{1,5 * 2900 * 230139 * 10^{-8}}{0,262}$$

$$M_r = 38,2 \text{ kNm}$$

Conclui-se então que a viga fissura devido a esse momento negativo, portanto ela trabalha no Estádio II. Para calcular a linha neutra no Estádio II, utiliza-se a seguinte equação de segundo grau:

$$\frac{b}{2} * x_{II}^2 + [\alpha_e * (A'_s + A_s) - A'_s] * x_{II} + [A'_s * d' - \alpha_e * (A'_s * d' + A_s * d)] = 0$$

Para a viga 75:

$$\frac{15}{2} * x_{II}^2 + [7,78 * (0 + 8,0) - 0] * x_{II} + [0 * 3,5 - 7,78 * (0 * 3,5 + 8,0 * 49)] = 0$$

$$x_{II} = 16,5 \text{ cm}$$

Com a nova linha neutra, calcula-se a inércia no Estádio II da seguinte forma:

$$I_{II} = \frac{b * x_{II}^3}{3} + (\alpha_e - 1) * A'_s * (x_{II} - d')^2 + (\alpha_e - 1) * A_s * (d - x_{II})^2$$

Substituindo os valores:

$$I_{II} = \frac{15 * 16,5^3}{3} + (7,78 - 1) * 0 * (16,5 - 3,5)^2 + (7,78 - 1) * 8,0 * (4,9 - 16,5)^2$$

$$I_{II} = 80022 \text{ cm}^4$$

Com a inércia no Estádio 2, calcula-se uma inércia equivalente da seção, utilizando:

$$I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M_s}\right)^3 * I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M}\right)^3\right] * I_{II}$$

Portanto, para a V75:

$$I_{eq} = \left(\frac{38,2}{80,8}\right)^3 * 230139 + \left[1 - \left(\frac{38,2}{80,8}\right)^3\right] * 80022$$

$$I_{eq} = 95899 \text{ cm}^4$$

Todas as inércias equivalentes calculadas para cada tramo e em cada seção estão apresentadas abaixo na Tabela 31.

Tabela 25 - V75: Inércias Equivalentes

TRAMO	INÉRCIA EQUIVALENTE (cm ⁴)		
	NEG. ESQ.	POSITIVO	NEG. DIR
a	95899	132092	106691
b	95073	218130	107162
c	95516	222049	115766
d	101819	213019	-

Fonte: Do autor

Para compor a inércia equivalente de todo o tramo, é preciso ponderar as várias inércias diferentes no tramo, conforme mencionado no capítulo de lajes deste trabalho, no item 5.1.6.1. Para esta ponderação, a expressão utilizada é a seguinte:

$$I_{eq} = \frac{1}{l} * (0,15 * l * I_{eq1}^- + 0,70 * l * I_{eq}^+ + 0,15 * l * I_{eq2}^-)$$

Então, para o tramo a da V75:

$$I_{eq} = \frac{1}{5,25} * (0,15 * 5,25 * 95899 + 0,70 * 5,25 * 132092 + 0,15 * 5,25 * 106691)$$

$$I_{eq} = 122853 \text{ cm}^4$$

Com a inércia equivalente de cada tramo, calcula-se uma altura equivalente, conforme:

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12 * I_{eq}}{b}}$$

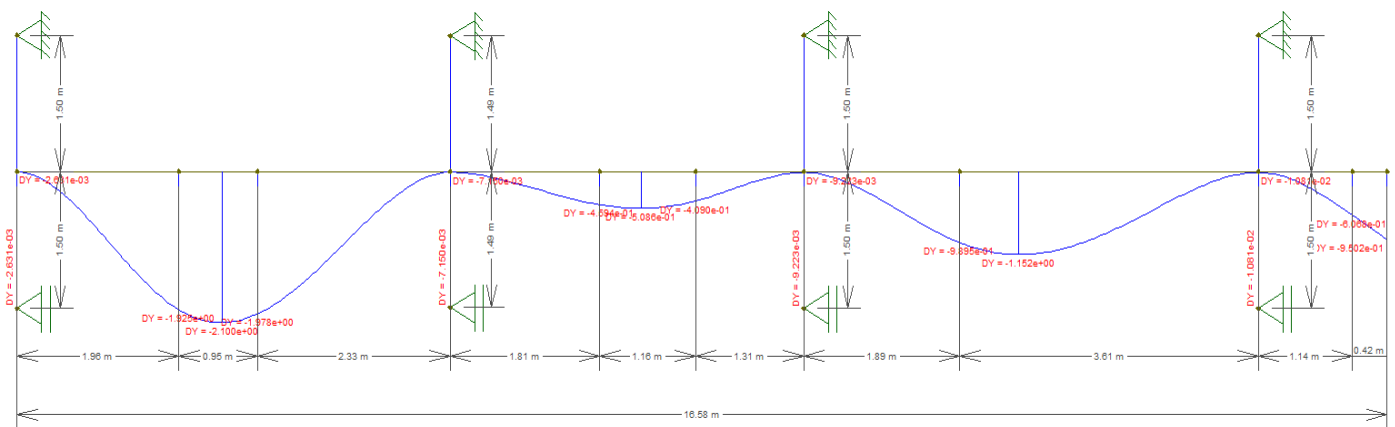
Onde, para o tramo a da viga V75 têm-se:

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{12 * 122853}{15}}$$

$$h_{eq} = 46,1 \text{ cm}$$

Com esta altura equivalente e o carregamento da combinação quase-permanente, lançou-se novamente um modelo da viga no programa Ftool® para que o programa calcule os deslocamentos verticais na viga. Os resultados fornecidos pelo programa encontram-se na Figura 13 abaixo. Os resultados para deslocamento são fornecidos em milímetros.

Figura 12 - V75: Flechas para Seção Equivalente



Fonte: Do autor

Para o tramo a, a flecha imediata encontrada foi de aproximadamente 0,2 cm. Devido ao efeito de fluência do material, a deformação vertical aumenta com o passar do tempo. Portanto, para poder avaliar a flecha total em cada tramo, é preciso considerar o efeito da fluência do concreto. Logo:

$$F_t = F_i + F_{fluência}$$

Onde:

$$F_{fluência} = \alpha_f * F_i$$

O α_f , também chamado de coeficiente de fluência, é calculado da seguinte forma:

$$\alpha_f = \frac{\xi(t) - \xi(t_0)}{1 + 50\rho'}$$

$$\xi(t) = 0,68 * 0,996^t * t^{0,32}$$

$$t \geq 70 \text{ meses} \rightarrow \xi(t) = 2$$

$$\rho' = \frac{A'_{sef}}{b * d}$$

O momento inicial considerado para o cálculo da fluência é o momento em que a viga passar a suportar os carregamentos sozinha, ou seja, sem a ajuda de escoras. Neste trabalho, considerou-se tempo para o fim do escoramento igual a 14 dias. Portanto, calculando para o tramo a da V75:

$$t_0 = \frac{14}{30} = 0,467 \text{ meses}$$

$$\xi(0,467) = 0,68 * 0,996^{0,467} * 0,467^{0,32} = 0,53$$

$$\rho' = \frac{0,6}{15 * 50,9} \text{ (considerando a armadura porta – estribo)}$$

$$\rho' = 8,17 * 10^{-4}$$

$$\alpha_f = \frac{2 - 0,53}{1 + 50 * 8,17 * 10^{-4}} = 1,41$$

$$F_{fluência} = 1,41 * 0,2$$

$$F_{fluência} = 0,3 \text{ cm}$$

$$F_t = 0,2 + 0,3$$

$$F_t = 0,5 \text{ cm}$$

A flecha limite, conforme a Tabela 13.3 da NBR 6118:2014, não deve passar o valor de $\frac{l}{250}$, que para a V75 tem o valor de:

$$\frac{l}{250} = \frac{525}{250} = 2,1 \text{ cm}$$

Conclui-se que a viga V75 atende ao limite prescrito pela norma. Os resultados para os cálculos das flechas para os demais tramos está apresentado na Tabela 32.

Tabela 26 - V75: Resultados de Deslocamentos Verticais

TRAMO	Fi (cm)	Fdi (cm)	Ft (cm)	F lim (cm)
a	0,2	0,3	0,5	2,1
b	0,1	0,1	0,1	1,7
c	0,1	0,2	0,3	2,2
d	0,1	0,1	0,2	0,6

Fonte: Do autor

5.2.1.7 Estado Limite de Serviço – Abertura de Fissuras

Como as vigas apresentam fissuração, é necessário avaliar a abertura dessas fissuras para garantir que elas não ultrapassem o limite estabelecido por norma, assim garantindo maior durabilidade e segurança da peça. A combinação dos carregamentos utilizada para avaliar a abertura de fissuras deve ser a Combinação Frequente, representada simplificada pela expressão a seguir:

$$p = g + \psi_1 q$$

Segundo a Tabela 11.2 da NBR6118:2014, o coeficiente de combinação ψ_1 para edifícios residenciais é 0,4. Na Tabela 33 abaixo está demonstrada a combinação frequente para as reações de cada elemento que se apoia sobre a viga V75.

Tabela 27 - V75: Carregamento para Combinação Frequente

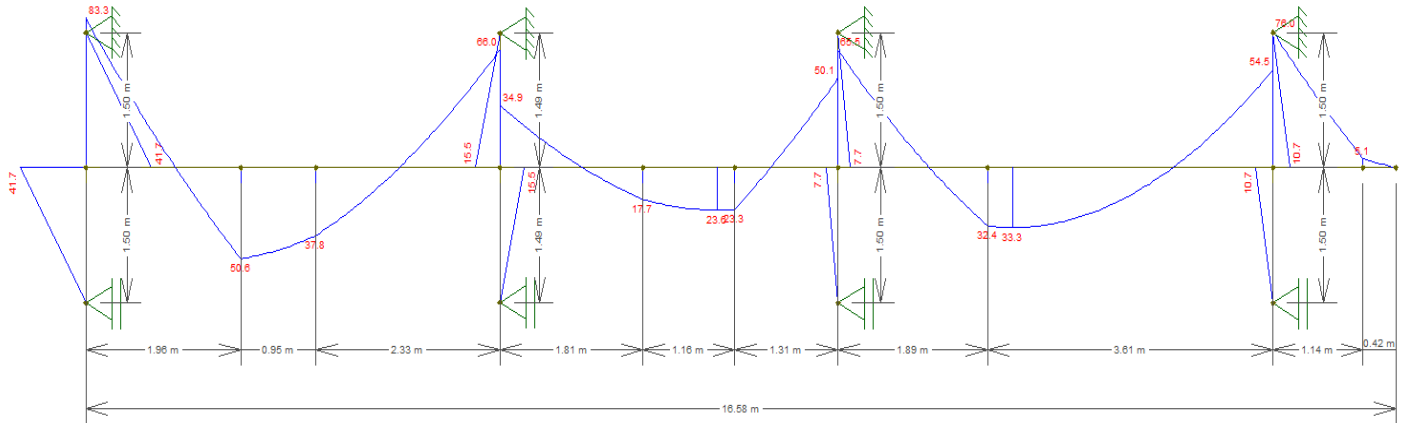
VIGA	COMBINAÇÃO	LAJE	COMBINAÇÃO
	FREQUENTE (kN)		FREQUENTE (kN/m)
V35	63,18	L52	2,70
V31	8,66	L53	1,55
V25	6,32	L39	2,26
V27	46,04	L40	3,34
V15	33,92	L26	1,95
V3	42,12	L27	0,93
V4	10,54	L17	5,47
		L15	2,82

Fonte: Do autor

Além desse carregamento, devido ao peso próprio e peso de paredes sobre esta viga, há um carregamento de 7,95 kN/m. Com os carregamentos apresentados, lançou-se

um modelo da viga V75 no programa Ftool® para determinar o momento fletor solicitante para a verificação de abertura de fissuras. O diagrama de momentos fletores retirado do Ftool® está representado na Figura 14 abaixo.

Figura 13 - V75: Diagrama dos Momentos Fletores para Combinação Freqüente



Fonte: Do autor

Do diagrama conclui-se que o maior momento solicitante se encontra no tramo a e tem valor de 50,6 kNm. O momento de fissuração é calculado conforme exposto no item 5.2.1.6, e para esse tramo na região do vão é igual a 37,0 kNm. Salienta-se ainda que somente o momento fletor no vão do tramo a foi superior ao momento de fissuração, portanto, somente esta região apresenta fissuras.

O valor característico de abertura de fissura pode ser calculado de forma estimada por duas equações definidas no item 17.3.3.2 da NBR 6118:2014, devendo considerar-se o menor valor entre as duas formas de cálculo para comparação com a abertura de fissura limite. As equações são as seguintes:

$$w_k = \begin{cases} \frac{\sigma}{12,5 * \eta_1} * \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} * \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}} \\ \frac{\sigma}{12,5 * \eta_1} * \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} * \left(\frac{4}{\rho} + 45\right) \end{cases}$$

Onde:

$\eta_i = 2,25$ para barras nervuradas. → Item 9.3.2.1 da NBR 6118:2014

$$\sigma_{si} = \frac{M_s}{A_s * \left(d - \frac{x_{II}}{3}\right)}$$

$$f_{ctm} = 0,3 * \sqrt[3]{fck^2}$$

$$\rho = \frac{A_{si}}{A_{cri}}$$

Sendo que A_{cri} se refere à área de concreto de envolvimento da armadura, formada por um retângulo que não pode possuir lados maiores que $7,5 \varnothing$. Respeitando essa limitação, a essa área pode ser calculada da seguinte forma:

$$A_{cri} = \left(c + \varnothing_l + \varnothing_t + \frac{s_h}{2} \right) * \left(c + \varnothing_l + \varnothing_t + \frac{s_v}{2} \right)$$

Calculando para o tramo a da viga V75, têm-se:

$$A_s = 4,9 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing_l = 1,25 \text{ cm}$$

$$\varnothing_t = 0,5 \text{ cm}$$

$$d = 50 \text{ cm}$$

$$s_h = 5,5 \text{ cm}$$

$$s_v = 2,0 \text{ cm}$$

$x_{II} = 13,4 \text{ cm} \rightarrow$ (Calculado para o Estádio 2 como demonstrado no item sobre flechas deste trabalho).

$$f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$$

$$A_{cri} = \left(3 + 1,25 + 0,5 + \frac{5,5}{2} \right) * \left(3 + 1,25 + 0,5 + \frac{2,0}{2} \right)$$

$$A_{cri} = 43,1 \text{ cm}^2$$

$$A_{si} = A_{s \text{ uni}} = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{1,2}{43,1} = 0,0285$$

$$\sigma_{si} = \frac{5060}{4,9 * \left(50 - \frac{13,4}{3} \right)}$$

$$\sigma_{si} = 226,4 \text{ MPa}$$

Portanto, calculando os dois valores para o valor característico de abertura de fissuras:

$$w_k = \begin{cases} \frac{12,5}{12,5 * 2,25} * \frac{226,4}{210000} * \frac{3 * 226,4}{2,90} = 0,11 \text{ mm} \\ \frac{12,5}{12,5 * 2,25} * \frac{226,4}{210000} * \left(\frac{4}{0,0285} + 45 \right) = 0,09 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow w_k = 0,09 \text{ mm}$$

O valor limite para abertura de fissuras é definido pela Tabela 13.4 da NBR6118:2014 e varia em função do tipo de concreto e da classe de agressividade do ambiente. Para o caso deste projeto que se trata de uma estrutura de concreto armado inserida num ambiente de classe de agressividade II, o valor de w_k deve ser inferior a 0,3 mm, portanto o dimensionamento está em conformidade com esta exigência.

5.2.1.8 Detalhamento das Armaduras

O detalhamento das armaduras consiste em determinar todas as informações necessárias para a sua execução, tais como: comprimentos, espaçamentos e quantidades. Para as barras longitudinais, não é necessário que todas as barras tenham o mesmo comprimento indo até o apoio, pois o valor de momento fletor a ser resistido varia ao longo da peça. Portanto, pode-se diminuir o comprimento das barras longitudinais conforme os esforços de momentos fletores vão diminuindo. Para atender a norma NBR6118:2014, faz-se o deslocamento dos momentos fletores, conhecido como decalagem, para garantir que os comprimentos das barras combatam o esforço de momento para o qual ela foi dimensionada. Como para este dimensionamento foi adotado o Modelo II de cálculo de verificação do Estado Limite Último para força cortante, o comprimento decalado (a_l) será calculado segundo item 17.4.2.3 da NBR 6118:2014, que determina:

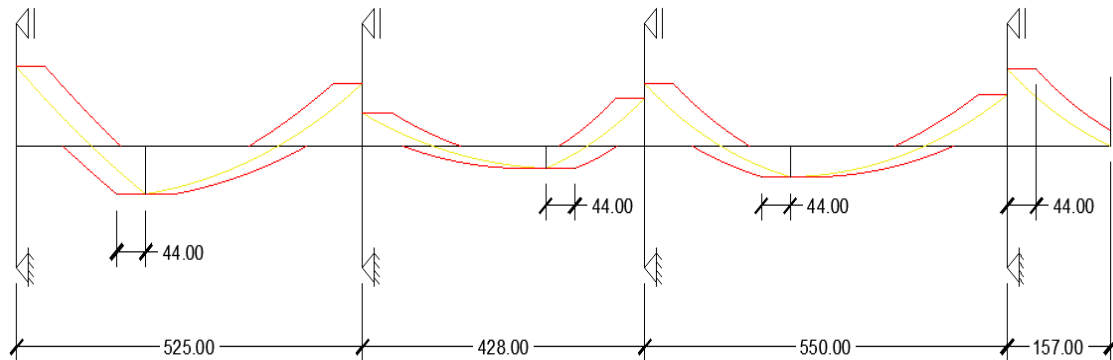
$$a_l = 0,5d * (\cot \theta - \cot \alpha)$$

Como mencionado no item 5.2.1.5 deste trabalho, o ângulo das bielas comprimidas adotado é 30° e considera-se que os estribos serão armados na vertical. Portanto, para a V75:

$$\begin{aligned} a_l &= 0,5 * 50 * (\cot 30 - \cot 90) \\ a_l &= 44 \text{ cm} \end{aligned}$$

O diagrama de momentos fletores decalado da viga V75 está representado na Figura 15 abaixo:

Figura 14 - V75: Diagrama de Momentos Fletores Decalado



Fonte: Do autor

A ancoragem das armaduras longitudinais nos apoios deve ser suficiente para suportar os esforços de tração junto aos apoios, conforme prescrito pela NBR 6118:2014 em seu item 18.3.2.4. Como exemplo, será exposto o dimensionamento para o apoio extremo P75 e o apoio intermediário P37, que são os apoios com maior momento fletor negativo no apoio e maior momento fletor positivo no vão, respectivamente.

Para o apoio extremo P75, é necessário avaliar a pior condição entre 2 das 3 condições definidas por norma, já que a primeira condição é considerada quando há momento fletor positivo no apoio em questão, o que não acontece neste exemplo. A segunda condição é referente à ancoragem da diagonal de compressão que chega aos apoios extremos e a armadura que satisfaz a segunda condição é definida por:

$$A_{s \text{ apoio}} = \frac{R_{st}}{f_{yd}}$$

Onde:

$$R_{st} = \frac{a_l}{d} * V_d + N_d$$

Sendo que V_d se trata da força cortante no apoio e N_d é a força normal, caso exista. Então, para a viga V75 têm-se:

$$R_{st} = \frac{44}{50} * 132,72 + 0 = 116,79 \text{ kN}$$

$$A_{s \text{ apoio}} = \frac{116,79}{\frac{50}{1,15}} = 2,7 \text{ cm}^2$$

A terceira condição é referente a apoios extremos e intermediários pelo prolongamento da armadura de tração no vão. A área de armadura para essa condição é calculada por:

$$A_{s \text{ apoio}} \geq \frac{1}{3} A_{s, \text{vão}} \text{ se } M_{\text{apoio}} \leq 0 \text{ e } |M_{\text{apoio}}| \leq 0,5 M_{\text{vão}}$$

$$A_{s \text{ apoio}} \geq \frac{1}{4} A_{s, \text{vão}} \text{ se } M_{\text{apoio}} < 0 \text{ e } |M_{\text{apoio}}| > 0,5 M_{\text{vão}}$$

Nesta situação para V75, têm-se:

$$M_{\text{apoio}} = -138,04 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{vão}} = 84,00 \text{ kNm} \rightarrow 0,5 M_{\text{vão}} = 42 \text{ kNm}$$

$$A_{s, \text{vão}} = 4,9 \text{ cm}^2$$

Portanto:

$$A_{s \text{ apoio}} \geq \frac{1}{4} 4,9 \rightarrow A_{s \text{ apoio}} = 1,2 \text{ cm}^2$$

Portanto, a armadura necessária nesse apoio é referente à condição 2 e tem valor de 2,7 cm².

Para o vão intermediário P37, a única condição a se satisfazer é a terceira, pois não se trata de um vão extremo e não ocorrem momentos positivos neste vão. Logo, têm-se:

$$M_{\text{apoio}} = -107,8 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{vão}} = 54,74 \text{ kNm} \rightarrow 0,5 M_{\text{vão}} = 27,37 \text{ kNm}$$

$$A_{s, \text{vão}} = 3,1 \text{ cm}^2$$

Portanto:

$$A_{s \text{ apoio}} \geq \frac{1}{4} 3,1 \rightarrow A_{s \text{ apoio}} = 0,8 \text{ cm}^2$$

A seguir na Tabela 34 estão relacionados a área necessária para cada apoio da viga V75.

Tabela 28 - V75: Armadura de Ancoragem Necessária nos Apoios

REGIÃO	d (cm)	Vd (kN)	Rst (kN)	As, apoio I (cm²)	M apoio (kNm)	M vão (kNm)	As, vão (cm²)	As, apoio II (cm²)	As, apoio (cm²)
Apoio P75	50,00	132,72	116,79	2,7	138,04	84,00	4,9	1,2	2,7
Apoio P62	-	-	-	0,0	109,48	39,48	2,0	0,5	0,5
Apoio P37	-	-	-	0,0	107,80	54,74	3,1	0,8	0,8
Apoio P22	-	-	-	0,0	134,12	0,00	0,6	0,2	0,2

Fonte: Do autor

Outro passo importante para o detalhamento das armaduras longitudinais é definir os comprimentos de ancoragem das barras. Neste caso, a ancoragem será feita por aderência, procedimento mais comumente utilizado. Para calcular o comprimento de ancoragem necessário, é preciso inicialmente determinar a resistência de aderência de cálculo, conforme item 9.3.2.1 da NBR6118:2014, onde define:

$$f_{bd} = \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * f_{ctd}$$

Os coeficientes η para este projeto são listados a seguir:

$$\eta_1 = 2,25 \rightarrow \text{barras nervuradas}$$

$$\eta_2 = \begin{cases} 0,7 & \text{para armaduras negativas} \rightarrow \text{região de má aderência} \\ 1,0 & \text{para armaduras positivas} \rightarrow \text{região de boa aderência} \end{cases}$$

$$\eta_3 = 1,0 \rightarrow \emptyset < 32 \text{ mm}$$

A resistência de cálculo à tração do concreto é calculada por:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,7 * -0,3 * \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{\gamma_c}$$

Como exemplo, será calculado o comprimento de ancoragem necessário para as armaduras negativas do tramo a, sendo que o processo pode ser estendido para as demais armaduras negativas e positivas, observando a diferença entre o coeficiente η_2 para cada caso. Portanto, substituindo os valores:

$$f_{ctd} = \frac{0,7 * -0,3 * \sqrt[3]{30^2}}{1,4} = 1,45 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = 2,25 * 0,7 * 1,0 * 1,45$$

$$f_{bd} = 2,28 \text{ MPa}$$

Com este valor de resistência de aderência, pode-se calcular o comprimento de ancoragem básico, definido pela seguinte expressão:

$$l_b = \frac{\emptyset}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$$

Para V75:

$$l_b = \frac{1,6}{4} * \frac{\left(\frac{500}{1,15}\right)}{2,28}$$

$$l_b = 76,25 \text{ cm}$$

Por fim, calcula-se o comprimento de ancoragem necessário através da expressão:

$$l_{b,nec} = \alpha * l_b * \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}}$$

Para o caso da armadura negativa do tramo a, têm-se:

$$A_{s,calc} = 7,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,ef} = 8,0 \text{ cm}^2$$

$\alpha = 1,0 \rightarrow$ prevendo a não utilização de ganchos em ambas as extremidades

Portanto:

$$l_{b,nec} = 1 * 76,25 * \frac{7,4}{8,0}$$

$$l_{b,nec} = 70 \text{ cm}$$

Os comprimentos de ancoragem necessários para as demais barras longitudinais estão dispostos na Tabela 34

Tabela 29 - V75: Comprimentos de Ancoragem Necessários

REGIÃO	lb nec (cm)	
	NEG.	POS.
Vão 1	70,0	36,0
Vão 2	72,0	25,0
Vão 3	71,0	28,0
Vão 4	68,0	22,0

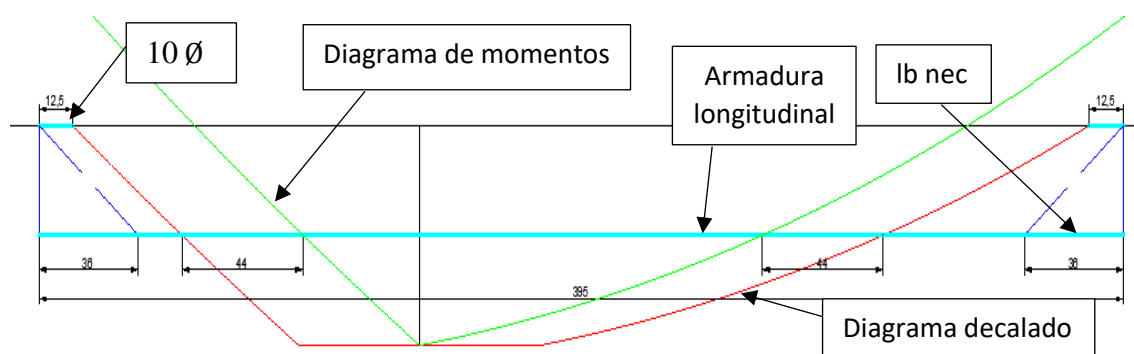
Fonte: Do autor

Quanto ao comprimento de ancoragem das barras longitudinais nos apoios, a NBR6118:2014 especifica em seu item 18.3.2.4.1 que, para vãos intermediários onde não há a ocorrência de momentos positivos, o comprimento de ancoragem no apoio pode ser

10Ø. Para apoios extremos, utilizou-se a recomendação feita por Carvalho e Figueiredo (2014) que diz que em nó de pórtico onde ocorre momento fletor, o comprimento de ancoragem deve ser feito por barra dobrada e com comprimento após a dobra igual a $l_{b,nec}$. Também é preciso levar em conta a prescrição da NBR6118:2014 em seu item 18.2.2 que para barra longitudinal dobrada em nó de pórtico, o diâmetro interno de curvatura não deve ser menor que 15 Ø para aço CA-50.

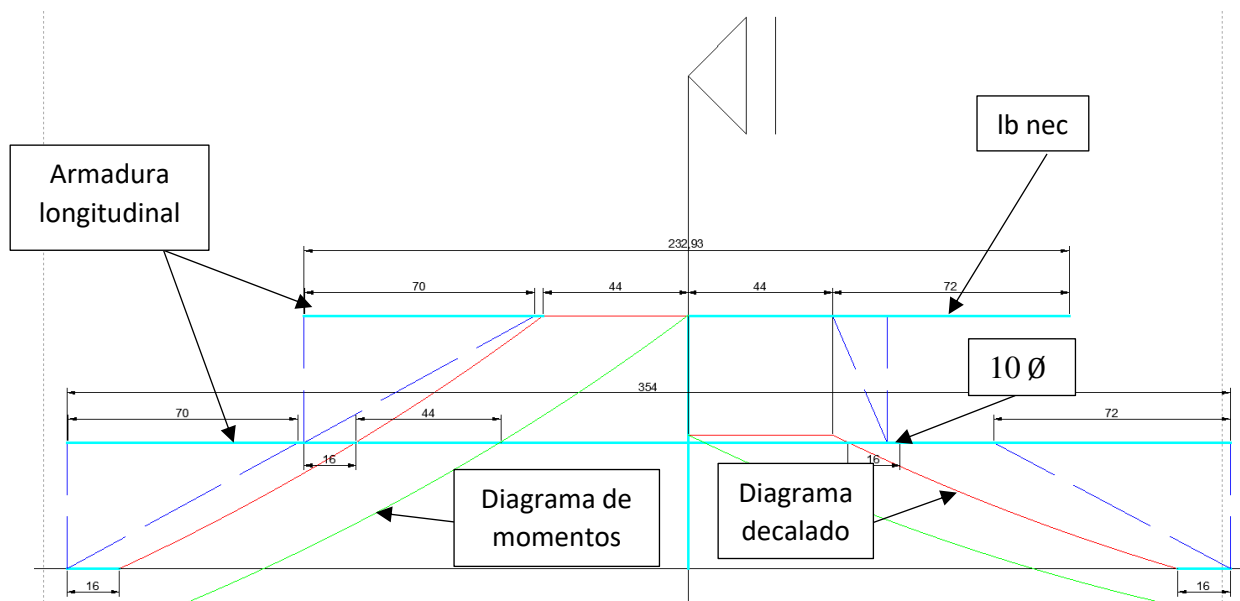
Com os comprimentos de ancoragem definidos, pode-se então determinar o comprimento das barras longitudinais através do diagrama de momentos fletores decalado. A distribuição longitudinal das barras deve seguir as regras prescritas pela NBR6118:2014 em seu item 18.3.2.3.1, onde especifica até onde as barras das armaduras devem ser prolongadas além do diagrama de momentos fletores decalado. Para este dimensionamento, decidiu-se dividir o diagrama de momentos fletores em 2 regiões, levando em conta que a maioria das armaduras longitudinais calculadas apresentaram 2 camadas. Nas Figura 16 e Figura 17 a seguir serão demonstradas duas determinações de comprimento para armaduras longitudinais: para a armadura positiva no tramo a e para a armadura negativa do tramo b.

Figura 15 - V75: Exemplo de Comprimento de Armadura Longitudinal Positiva



Fonte: Do autor

Figura 16 - V75: Exemplo de Comprimento de Armadura Longitudinal Negativa



Fonte: Do autor

Os comprimentos das barras longitudinais estão relacionados na Tabela 36 abaixo.

Tabela 30 - L75: Comprimento das Barras Longitudinais

TRAMO	POSITIVA		NEGATIVA	
	L1 (m)	L2 (m)	L1 (m)	L2 (m)
a	3,95	5,11	1,74	1,15
b	3,41	3,99	3,54	2,33
c	4,16	5,12	3,22	2,33
d	-	1,28	3,60	2,37

Fonte: Do autor

Sendo que para as barras longitudinais positivas das primeiras camadas de cada vão, prolongou-se seus comprimentos para que houvesse um comprimento de traspasse entre as barras de 10Ø. Além disso, prolongou-se as barras longitudinais da primeira camada do tramo a para chegar ao apoio extremo, utilizando ganchos. Fez-se ganchos também nas armaduras negativas da primeira camada do tramo d para proteger a ponta do balanço.

Para o detalhamento dos estribos, foi utilizado as recomendações de Carvalho e Figueiredo (2014) para a determinação dos seus comprimentos, que podem ser calculados da seguinte forma:

$$l_{reto} = l_{livre} - 8 * (2,5 * \varnothing_t)$$

$$l_{reto} = [2 * (55 - 1,5 - 3) + 2 * (15 - 2 * 3)] - 8 * (2,5 * 0,5) = 109 \text{ cm}$$

$$l_{curva} = \frac{\pi * (3 * \varnothing_t + \varnothing_t)}{4} \rightarrow \text{Para } \varnothing_t \leq 10 \text{ mm}$$

$$l_{curva} = \frac{\pi * (3 * 0,5 + 0,5)}{4} = 1,6 \text{ cm}$$

$$l_g = 10 * \varnothing_t$$

$$l_g = 10 * 0,5 = 5,0 \text{ cm}$$

Contudo, a NBR6118:2014 em seu item 9.4.6.1 determina que o gancho reto de estribos não pode ter comprimento inferior a 7 cm. Logo:

$$l_g = 7,0 \text{ cm}$$

Por fim, o comprimento total do estribo é dado por:

$$l_{estr} = l_{reto} + 3 * l_{curva} + 2 * (l_g + l_{curva})$$

$$l_{estr} = 109 + 3 * 1,6 + 2 * (7 + 1,6) = 131 \text{ cm}$$

A quantidade total de estribos pode ser calculada da seguinte forma:

$$n = \frac{l_{0, tramo}}{s_l}$$

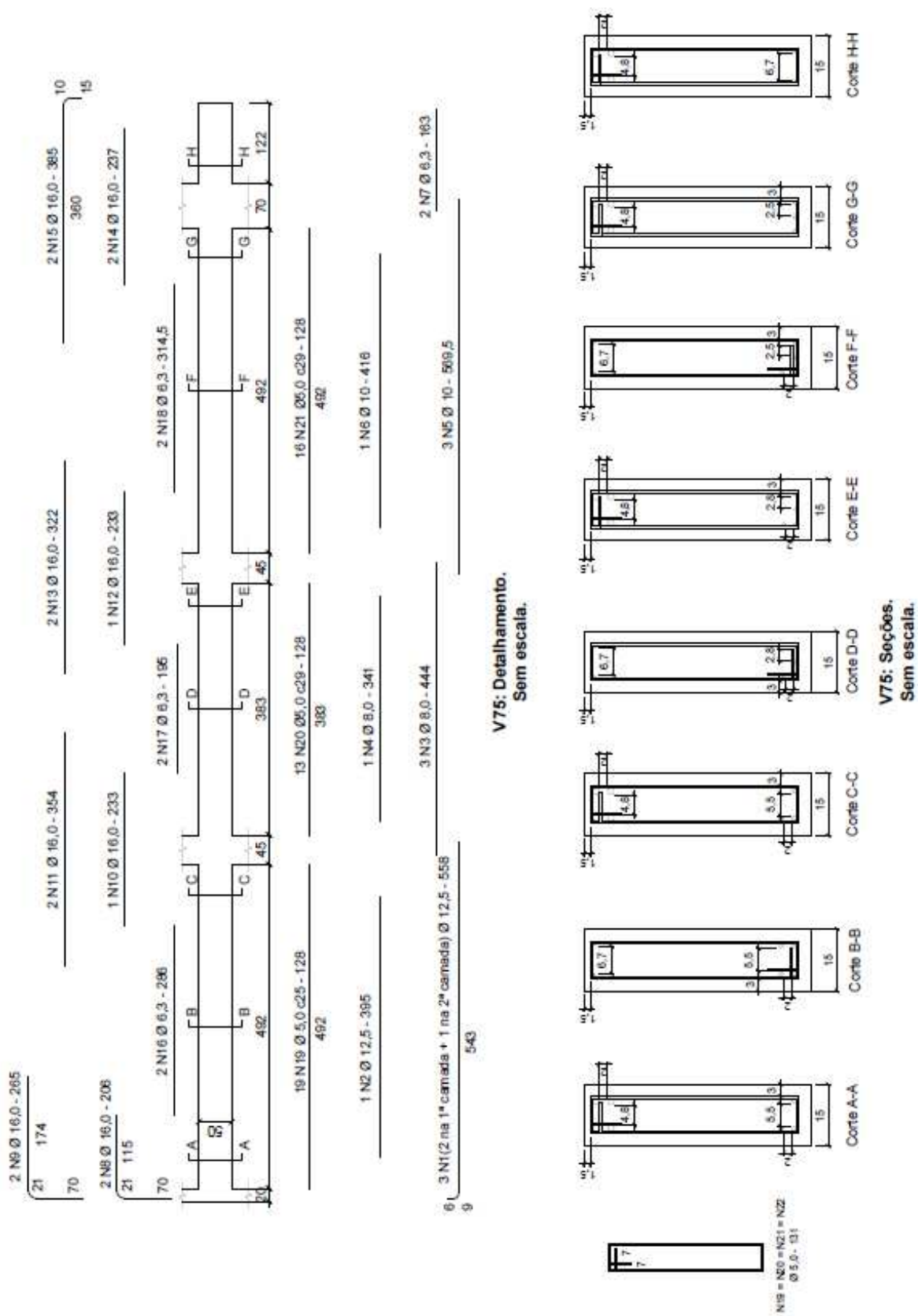
Assim, para o tramo a da viga V75 que mede 4,92 m de comprimento e lembrando que o espaçamento longitudinal entre estribos é de 22 cm, têm-se:

$$n = \frac{492}{22} = 22,36 \rightarrow 22 \text{ estribos.}$$

5.2.1.9 Resultados

O resultado do dimensionamento da viga V75 pode ser conferido pela Figura 18 a seguir.

Figura 17 - V75: Detalhamento



Fonte: Do autor

A lista de aço e o quadro resumo para o aço desta viga estão representados nas Tabela 37 e Tabela 38 a seguir.

Tabela 31 - V75: Lista de Aço

AÇO	Ø (mm)	N	QTD.	COMPRIMENTO	
				UNITÁRIO (cm)	TOTAL (m)
CA-50	5	19	19	131,0	2489
		20	13	131,0	1703
		21	16	131,0	2096
		22	4	131,0	524
	6,3	7	2	163,0	326
		16	2	286,0	572
		17	2	195,0	390
		18	2	314,5	629
	8,0	3	3	444,0	1332
		4	1	341,0	341
	10	5	3	569,5	1709
		6	1	416,0	416
	12,5	1	3	558,0	1674
		2	1	395,0	395
	16	8	2	206,0	412
		9	2	265,0	530
		10	2	233,0	466
		11	2	354,0	708
		12	2	233,0	466
		13	2	322,0	644
		14	2	237,0	474
		15	2	385,0	770

Fonte: Do autor

Tabela 32 - V75: Quadro Resumo

AÇO	Ø (mm)	COMPRIMENTO TOTAL (m)	MASSA/m (kg/m)	MASSA TOTAL +10% (kg)
CA-50	5	6812	0,154	1154,96
	6,3	1917	0,245	516,01
	10	2125	0,617	1440,82
	12,5	2069	0,963	2192,47
	16	4470	1,578	7760,68

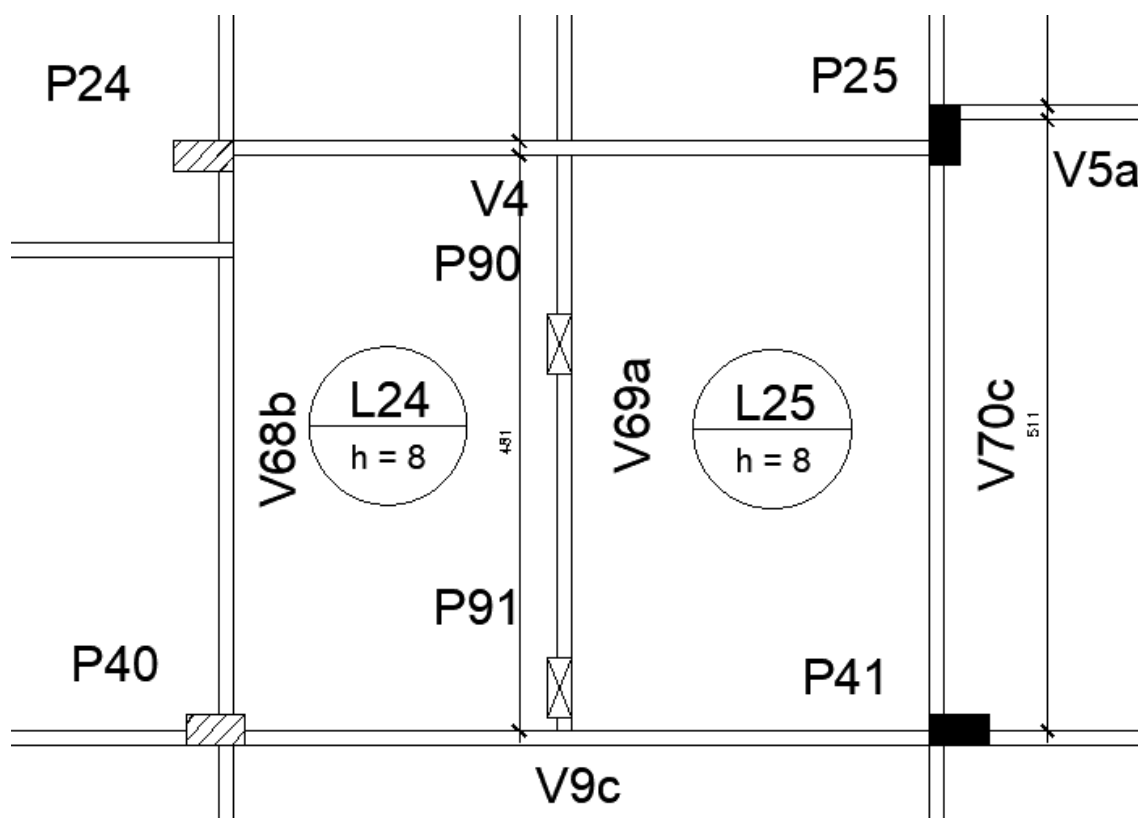
Fonte: Do autor

5.2.2 Viga V72 (Pavimento Tipo A)

5.2.2.1 Configuração Inicial e Modificações

A viga V72 do pavimento tipo A recebe carga de dois pilares que nascem sobre ela, P90 e P91, caracterizando-a como uma viga de transição. Como mencionado no item 4.1 deste trabalho, o projeto estrutural possui diversas vigas de transição, porém a viga V72 foi escolhida como exemplo de dimensionamento por suportar o maior número de pilares entre as demais vigas de transição, entendendo que esta viga seria mais solicitada que as demais. A configuração inicial desta viga no ante-projeto está demonstrada na Figura 19 (neste momento inicial ela era nomeada como V69 tramo a).

Figura 18 - V72: Disposição da Viga no Ante-projeto



Fonte: Do autor

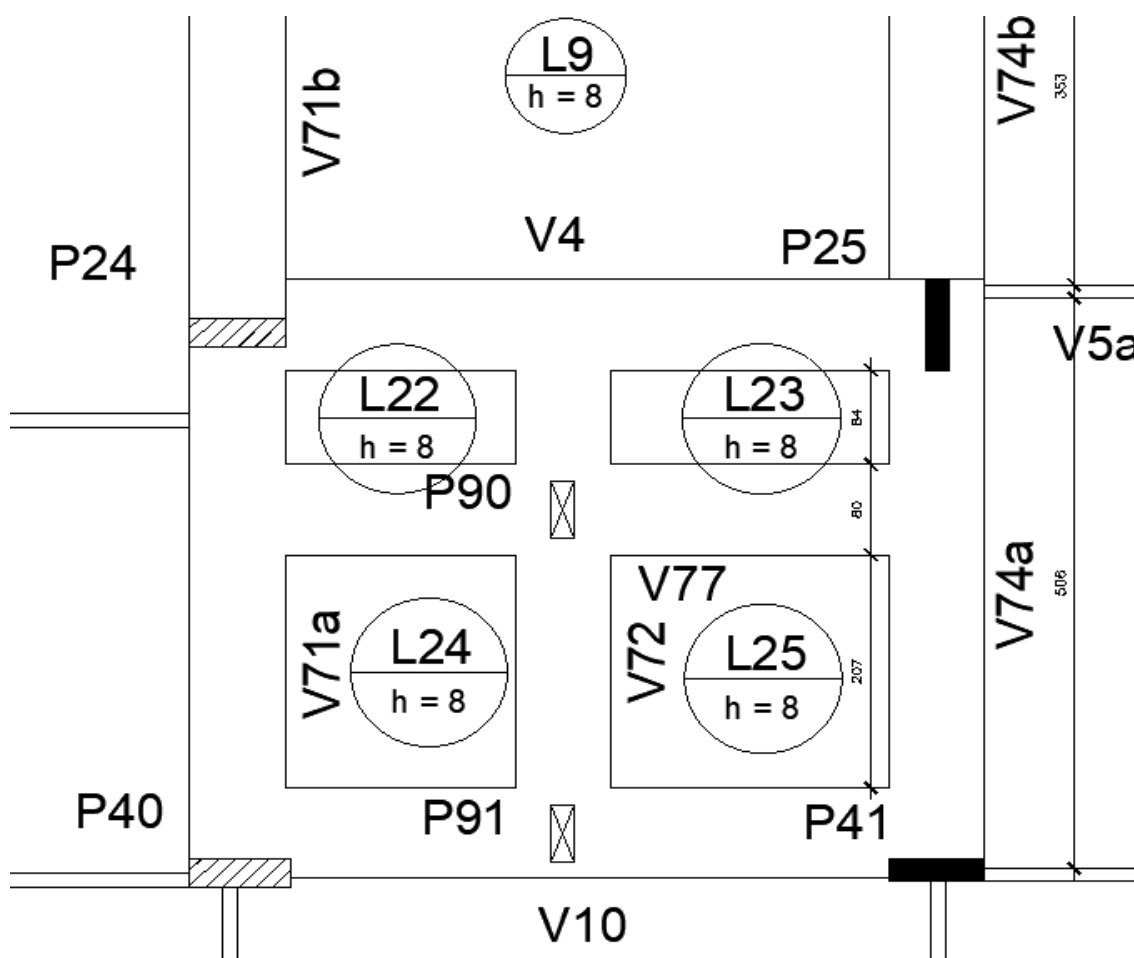
Após diversas iterações de dimensionamento, várias alterações na planta de fôrmas foram feitas, a começar pela dimensão da viga que foi aumentada para 80x90 cm. Como esta viga não se apoia diretamente em pilares, aumentou-se também as dimensões das vigas de apoio para 80x90 cm. Para aliviar e distribuir melhor os esforços provocados pela enorme carga aplicada, inseriu-se uma nova viga V77 na direção horizontal passando por baixo do P90 e deslocou-se a viga de apoio inferior V9 tramo c para que o pilar P91

ficasse centrado nesta viga, esta viga V9 tramo c agora não faz mais parte da viga contínua V9, portanto foi renomeada para V10. Assim, as vigas V68 tramo b e V70 tramo c passaram a servir de suporte para as vigas V77 e V10, portanto suas dimensões também foram alteradas para 80x90 cm e renomeadas para V71 e V74. Por fim, alterou-se a dimensão dos pilares P24, P25, P40 e P41 para que estes suportem as vigas do sistema de forma mais adequada. As novas dimensões para os pilares são: P24 25x80 cm, P25 20x80 cm, P40 25x85 cm e P41 20x80 cm.

Para redistribuir melhor os esforços elevados que surgem nessas vigas, o sistema será dimensionado como uma grelha, onde será calculado toda a armadura para cada componente da grelha, porém as verificações do Estado Limite de Serviço e detalhamento serão feitos apenas para o elemento mais solicitado da grelha.

A configuração final da grelha na planta de fôrmas está demonstrada abaixo na Figura 20.

Figura 19 - V72: Configuração Final da Grelha



Fonte: Do autor

5.2.2.2 Carregamentos

Os vãos efetivos e carregamentos distribuídos provenientes do peso próprio e das reações das lajes foram calculados tal qual exposto no item 5.2.1.2 deste trabalho. Para a viga V72, o carregamento permanente e acidental proveniente do peso próprio da viga está demonstrado na Tabela 39 e o proveniente da reação das lajes na Tabela 40

Tabela 33 - V72: Carregamento Devido ao Peso Próprio

ALTURA (m)	LARGURA (cm)	l ₀ (m)	VÃO EFETIVO (m)	PESO PRÓPRIO (kN/m)	CARGA ACIDENTAL (q) (kN/m)	CARGA TOTAL (P) (kN/m)
0,90	0,80	3,71	4,51	18,00	1,50	19,50

Fonte: Do autor

Tabela 34 - V72: Carregamento Devido às Reações das Lajes

LAJE	REAÇÕES		
	PERMANENTE (g) (kN/m)	ACIDENTAL (q) (kN/m)	TOTAL (P) (kN/m)
L22	0,63	0,63	1,26
L23	0,63	0,63	1,26
L24	1,55	1,55	3,10
L25	1,55	1,55	3,10

Fonte: Do autor

O mesmo procedimento foi usado para calcular o carregamento distribuído de cada elemento da grelha. Será demonstrado na Tabela 41 abaixo o carregamento distribuído total por trecho de cada viga, dividido em permanente e acidental bem como o carregamento total e as combinações últimas quase-permanente e frequente que serão utilizadas para verificações futuras.

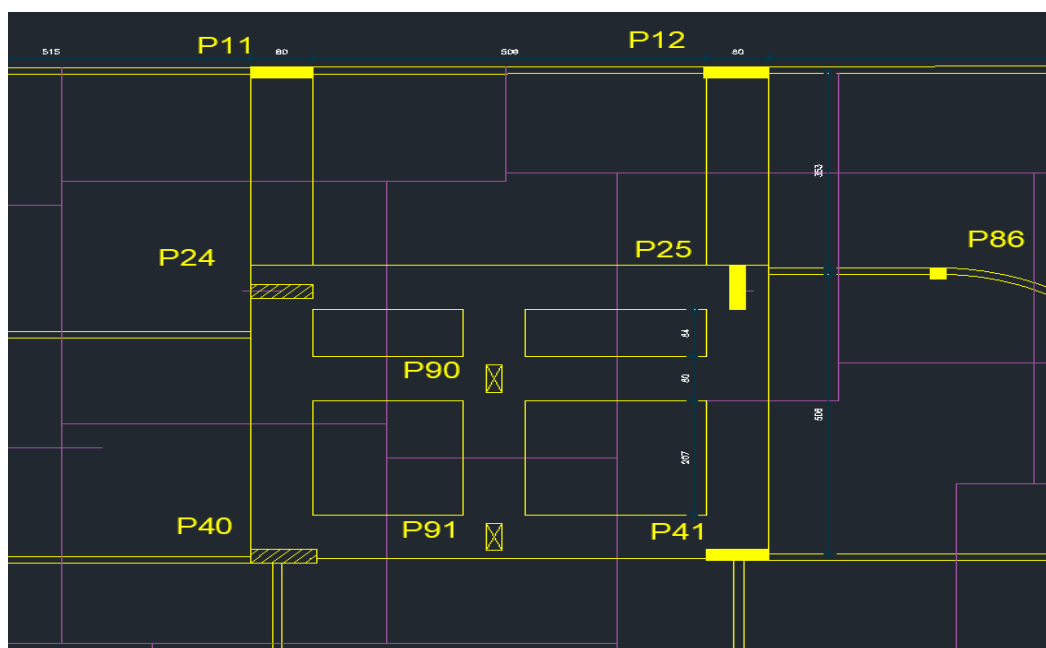
Tabela 35 - V72: Carregamentos Distribuídos na Grelha

				CARREGAMENTOS DISTRIBUÍDOS (kN/m)									
				TRECHO 1					TRECHO 2				
	ALTURA (cm)	LARGURA (cm)	VÃO EFETIVO (m)	PERMANENTE	ACIDENTAL	TOTAL	QUASE- PERMANENTE	FREQUENTE	PERMANENTE	ACIDENTAL	TOTAL	QUASE- PERMANENTE	FREQUENTE
V4	90	80	5,89	22,48	5,98	28,46	24,87	22,48	22,52	6,02	28,54	24,93	22,52
V77	90	80	5,89	20,52	4,02	24,54	22,13	20,52	20,84	4,34	25,18	22,58	20,84
V72	90	80	4,51	21,10	4,60	25,70	22,94	21,10	19,26	2,76	22,02	20,36	19,26
V10	90	80	5,89	22,96	6,46	29,42	25,54	22,96	23,23	6,73	29,96	25,92	23,23
V71	90	80	5,01	22,77	6,02	28,79	25,18	22,77	20,16	3,44	23,60	21,54	20,16
V74	90	80	5,01	21,49	4,99	26,48	23,49	21,49	20,46	3,96	24,42	22,04	20,46

Fonte: Do autor

O carregamento proveniente dos pilares foi estimado segundo recomendação de Alva (2014), onde sugere que se utilize o método das áreas de influência, estimando uma força normal aplicada ao pilar através de uma área em torno do pilar delimitada pelas mediatrizes das distâncias entre eles.

Figura 20 - Delimitação das Áreas de Influência dos Pilares na Região da Grelha



Fonte: Do autor

Com esta área, calcula-se a força normal estimada aplicada nos pilares através da expressão:

$$N = (g + q) * A_i * n$$

Onde g e q são as cargas permanente e acidental respectivamente consideradas no pilar, A_i a área de influência estimada e n o número de pavimentos suportados pelo pilar. Alva recomenda ainda que se considere $(g + q) = 12 \text{ kN/m}^2$ como valor orientativo, onde assume-se que seja 10 kN/m^2 para a carga permanente e 2 kN/m^2 para carga acidental. Segundo Vendramini (2016), em palestra ministrada sobre revisão da NBR6120:1980 para 2017, a carga acidental de pilares e fundações de uma edificação pode ser reduzida através de um multiplicador conforme o número de pavimentos de mesma categoria de utilização atuantes sobre o elemento estrutural, conforme a Tabela 42 a seguir:

Tabela 36 - Redução da Carga Variável em Pilares

Número de pavimentos que atuam sobre o elemento	Multiplicador das cargas variáveis
1 a 3	1
4	0,8
5	0,6
6 ou mais	0,4

Fonte: Do autor

Porém, como em pilares ocorre não uma compressão simples, mas uma flexão composta, é preciso multiplicar a carga normal estimada por um coeficiente de posição γ para que a situação real seja representada por uma situação equivalente, de forma que:

$$N_d = \gamma * N$$

Os valores recomendados para γ , segundo Alva (2014), são:

$\gamma = 1,8$ para pilares internos

$\gamma = 2,2$ para pilares de bordo

$\gamma = 2,5$ para pilares de canto

Os pilares P90 e P91 se comportam como pilares de bordo nos pavimentos suportados por eles. Assim, substituindo os valores e calculando as cargas axiais estimadas, têm-se:

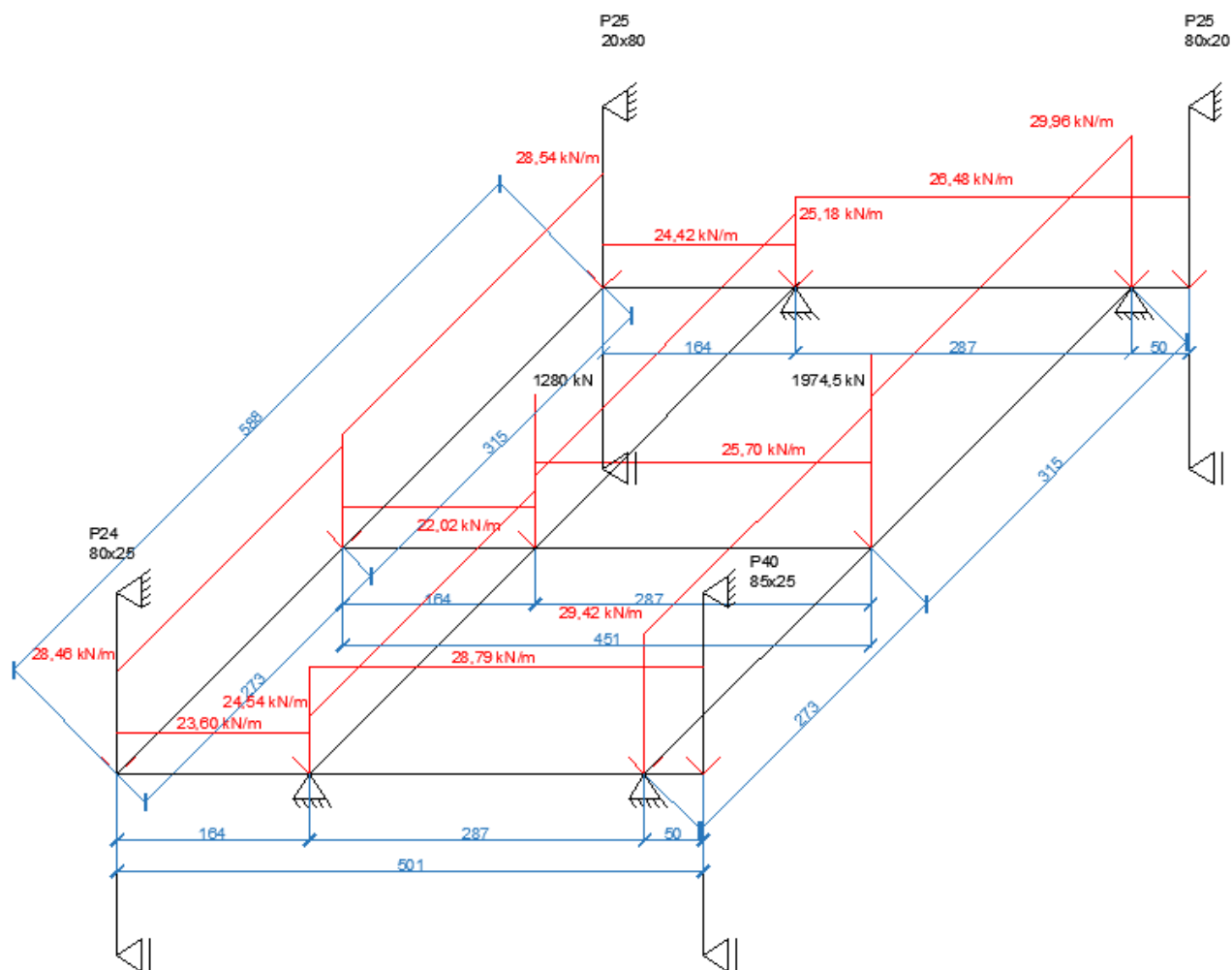
Tabela 37 - V72: Carregamentos Pontuais Estimados de Pilares

	PAVIMENTO	PAVIMENTOS SUPORTADOS (n)	REDUÇÃO PARA CARGAS ACIDENTAIS	ÁREA DE INFLUÊNCIA ESTIMADA (m²)	CARGA PERMANENTE ADOTADA (g) (kN/m²)	CARGA ACIDENTAL ADOTADA (q) (kN/m²)	COEFICIENTE DE POSIÇÃO (γ)	CARGA AXIAL ESTIMADA PERMANENTE (kN)	CARGA AXIAL ESTIMADA ACIDENTAL (kN)	CARGA AXIAL ESTIMADA TOTAL (kN)	TOTAL (kN)	QUASE-PERMANENTE (kN)	FREQUENTE (kN)
P90	TIPO 9 - COBERTURA	3	1,0	5,71	10,0	2,0	2,2	376,53	75,31	451,84	1280,2	1174,8	1189,8
	TIPO 8	1	0,8	5,71	10,0	1,6	2,2	125,51	20,08	145,59			
	TIPO 7	1	0,6	5,71	10,0	1,2	2,2	125,51	15,06	140,57			
	TIPO 2 - 6	4	0,4	5,71	10,0	0,8	2,2	502,04	40,16	542,20			
P91	TIPO 9 - COBERTURA	3	1,0	8,80	10,0	2,0	2,2	580,73	116,15	696,88	1974,5	1811,9	1835,1
	TIPO 8	1	0,8	8,80	10,0	1,6	2,2	193,58	30,97	224,55			
	TIPO 7	1	0,6	8,80	10,0	1,2	2,2	193,58	23,23	216,81			
	TIPO 2 - 6	4	0,4	8,80	10,0	0,8	2,2	774,31	61,94	836,26			

Fonte: Do autor

O modelo estrutural da grelha com todos os seus carregamentos está representado a seguir pela Figura 22:

Figura 21 - Representação do Modelo Estrutural da Grelha

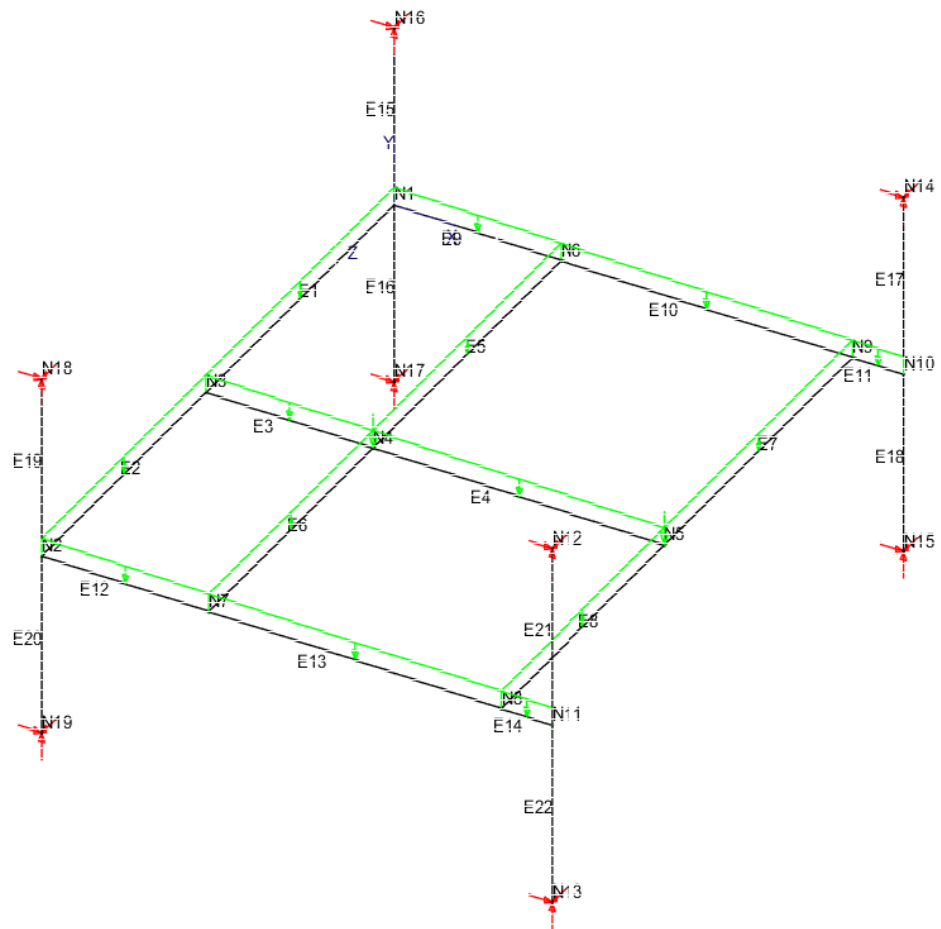


Fonte: Do autor

5.2.2.3 Cálculo dos Esforços

Como esta grelha está representada em 3 dimensões, utilizou-se o programa computacional Mastan2 v3.5.4 para calcular os esforços solicitantes, software ensinado na disciplina de Análise Estrutural II durante a graduação para cálculo de estruturas em 3D.

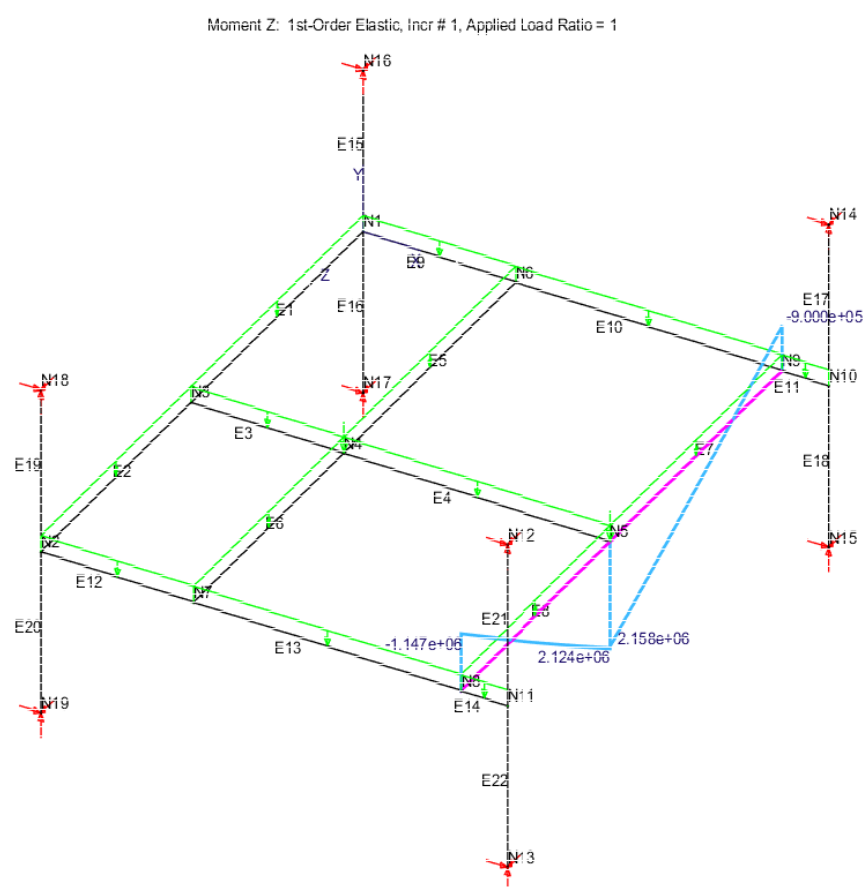
Figura 22 - Modelo da Grelha no Programa Mastan2



Fonte: Do autor

O elemento da grelha mais solicitado é a viga V10, com momento fletor máximo de 2158 kNm. Seu diagrama de momentos fletores está representado a seguir na Figura 24.

Figura 23 - Diagrama de Momentos Fletores Máximos na Grelha



Fonte: Do autor

Como já mencionado neste trabalho, para o dimensionamento no Estado Limite Último é necessário utilizar a combinação última normal, onde deve-se majorar ações solicitantes pelos seus respectivos coeficientes de ponderação. Neste caso, as ações atuantes são a carga permanente e a carga acidental e ambos os coeficientes de ponderação são 1,4, logo, pode-se simplesmente majorar os esforços proveniente da soma dessas ações em 1,4 para obtenção dos esforços de cálculo. Portanto, retirando os valores do software e majorando-os, têm-se para esta grelha:

Tabela 38 - Esforços Solicitantes de Cálculo na Grelha

VIGA	POSITIVO		NEGATIVO ESQ.		NEGATIVO DIR.		CORTANTE		TORÇÃO	
	M máx (kNm)	Md (kNm)	M máx (kNm)	Md (kNm)	M máx (kNm)	Md (kNm)	Vs máx (kN)	Vs d (kN)	T máx (kNm)	T d (kNm)
72	684,90	958,86	-	-	-	-	587,40	822,36	41,45	58,03
4	827,30	1158,22	442,60	619,64	0,00	0,00	494,80	692,72	174,80	244,72
10	2158,00	3021,20	-	-	-	-	1226,00	1716,40	226,10	316,54
77	1114,00	1559,60	-	-	-	-	468,20	655,48	118,70	166,18
71	744,90	1042,86	20,82	29,15	106,40	148,96	1412,00	1976,80	1059,00	1482,60
74	531,00	743,40	271,20	379,68	40,93	57,30	1102,00	1542,80	847,00	1185,80

Fonte: Do autor

5.2.2.4 Dimensionamento das Armaduras Longitudinais

O dimensionamento das armaduras longitudinais de cada elemento da grelha segue o mesmo processo realizado para a viga V75, exposto no item 5.2.1.4, portanto para os elementos da grelha será mostrado diretamente os resultados mais relevantes de dimensionamento. Salienta-se que para os elementos da grelha, apenas a viga V10, a mais solicitada, necessitou ser dimensionada com armadura longitudinal dupla, sendo adotada armadura porta-estribo como armadura superior para os demais elementos.

Para armaduras positivas:

Tabela 39 - Grelha: Área de Armadura Necessária para Momento Fletor Positivo

VIGA	Øl adot. (cm)	d (cm)	d' (cm)	x (cm)	x 0,45 (cm)	As (cm ²)	A's (cm ²)
72	1,25	84,0	4,0	10,3	37,8	32,0	0,6
4	1,25	84,0	4,0	12,6	37,8	38,7	0,6
10	2,5	82,0	4,5	39,0	36,9	102,8	3,8
77	1,6	84,0	4,0	17,4	37,8	52,1	0,6
71	1,25	84,0	4,0	11,3	37,8	34,8	0,6
74	1,25	84,0	4,0	7,9	37,8	24,8	0,6

Fonte: Do autor

Tabela 40 - Grelha: Especificações para Armadura Positiva Inferior

VIGA	n (barras)	As, ef (cm ²)	n máx/cam.	Camadas	sh (cm)	sv (cm)	d real (cm)
72	27	33,1	19	2	2,7	2,0	84,0
4	32	39,3	19	2	2,7	2,0	84,0
10	21	103,1	14	2	2,8	2,5	82,0
77	26	52,3	18	2	2,6	2,0	83,6
71	29	35,6	19	2	2,7	2,0	84,0
74	21	25,8	19	2	2,7	2,0	84,0

Fonte: Do autor

Tabela 41 - Grelha: Especificações para Armadura Positiva Superior

VIGA	Øl' adot. (cm)	n (barras)	A's, ef (cm ²)	n máx/cam	Camadas	sh (cm)	sv (cm)	d' real (cm)
72	0,63	2	0,6	23	1	22,3	0,0	4,1
4	0,63	2	0,6	23	1	22,3	0,0	4,1
10	1,00	5	3,9	21	1	21,0	0,0	4,8
77	0,63	2	0,6	23	1	22,3	0,0	4,1
71	0,63	2	0,6	23	1	22,3	0,0	4,1
74	0,63	2	0,6	23	1	22,3	0,0	4,1

Fonte: Do autor

Para armaduras negativas:

Tabela 42 - Grelha: Área de Armadura Necessária para Momento Fletor Negativo Esquerdo

VIGA	Øl adot. (cm)	d (cm)	d' (cm)	x (cm)	x 0,45 (cm)	As (cm ²)
4	1,3	85,0	5,0	6,4	38,3	20,4
71	0,6	85,0	5,0	0,3	38,3	1,0
74	1,0	86,0	5,0	3,9	38,7	12,4

Fonte: Do autor

Tabela 43 - Grelha: Especificações para Armadura Negativa Esquerda

VIGA	n (barras)	As, ef (cm ²)	n máx/cam.	Camadas	sh (cm)	sv (cm)	d real (cm)
4	17	20,9	19	1	3,0	0,0	85,6
71	4	1,2	23	1	23,0	0,0	85,9
74	16	12,6	21	1	3,5	0,0	85,7

Fonte: Do autor

Tabela 44 - Grelha: Área de Armadura Necessária para Momento Fletor Negativo Direito

VIGA	Øl adot. (cm)	d (cm)	d' (cm)	x (cm)	x 0,45 (cm)	As (cm ²)
71	0,8	86,0	5,0	1,5	38,7	4,9
74	0,6	85,0	5,0	0,6	38,3	1,9

Fonte: Do autor

Tabela 45 - Grelha: Especificações para Armadura Negativa Esquerda

VIGA	n (barras)	As, ef (cm ²)	n máx/cam.	Camadas	sh (cm)	sv (cm)	d real (cm)
71	10	5,0	22	1	7,0	0,0	86,0
74	7	2,2	23	1	11,0	0,0	86,1

Fonte: Do autor

5.2.2.5 Dimensionamento das Armaduras Transversais

Grande parte do processo de dimensionamento das armaduras transversais já foi exposto no item 5.2.1.5 deste trabalho, porém nesta grelha há algumas peculiaridades que serão expostas a seguir. Observando o diagrama dos esforços cortantes das vigas V71 e V74, observa-se que há um esforço cortante bastante elevado próximo a um dos seus apoios, decorrido do carregamento transferido por V10.

Tabela 46 - Grelha: Área de Armadura Transversal Necessária

VIGA	Vs máx (kN)	Vs d (kN)	VR d 2 (kN)	a (cm)	Vs red. (kN)	Vsw (kN)	Asw (cm ² /m)	Asw mín (cm ² /m)
72	587,40	822,36	2963,05	-	-	296,95	9,0	9,27
4	494,80	692,72	2963,05	-	-	135,49	4,1	9,27
10	1226,00	1716,40	2892,51	-	-	1427,74	44,5	9,27
77	468,20	655,48	2963,05	-	-	89,11	2,7	9,27
71	1412,00	1976,80	2963,05	50,0	420,24	178,17	5,4	9,27
74	1102,00	1542,80	2963,05	50,0	327,98	0,00	0,0	9,27

Fonte: Do autor

Observa-se que somente a viga V10 necessita de área de armadura superior à área de armadura transversal mínima, portanto as demais vigas serão dimensionadas utilizando o valor mínimo de área de armadura transversal.

Outra particularidade neste dimensionamento ocorre devido à grande largura das vigas. Como já mencionado, a NBR6118:2014 especifica valores limites de espaçamento transversal entre ramos de estribos. Tomando como exemplo a viga V10, têm-se:

$$0,2V_{Rd2} = 0,2 * 2892,51 \text{ kN}$$

$$0,6d = 0,6 * 82 = 49,2 \text{ cm}$$

Portanto, como $V_d > 0,2V_{Rd2}$, o espaçamento transversal entre os ramos de estribos está limitado em 35 cm. Para resolver este problema, foi adotado para toda a grelha a utilização de 3 ramos de estribos, totalizando 4 barras de armadura por seção. Neste caso, a quantidade de estribos por metro é calculada por:

$$n/m = \frac{A_{sw}}{A_{sw,uni} * \text{barras/seção}}$$

Realizando o cálculo de quantidade de barras por metro e espaçamentos como feito no item 5.2.1.5 deste trabalho, obtêm-se:

Tabela 47 - Grelha: Especificações para Armadura Transversal

VIGA	Øt adot. (cm)	Barras/Seção	n/m	Asw ef (cm²/m)	sl (cm)	st (cm)
72	0,80	4	4,61	9,27	21	24
4	0,80	4	4,61	9,27	21	24
10	1,25	4	9,06	44,47	11	23
77	0,80	4	4,61	9,27	21	24
71	0,80	4	4,61	9,27	21	24
74	0,80	4	4,61	9,27	21	24

Fonte: Do autor

5.2.2.6 Dimensionamento das Armaduras de Pele

Para vigas de altura maior que 60 cm, como é o caso das vigas desta grelha, é preciso dimensionar armaduras de pele a serem distribuídas nas faces das vigas, observando as prescrições da NBR6118:2014 em seu item 17.3.5.2.3. A área de armadura de pele necessária é calculada por:

$$A_{s,p} = 0,10\% A_{c,alma}$$

Sendo que esse valor deve respeitar o máximo absoluto de 5cm²/m. Como todas as vigas da grelha possuem a mesma seção de concreto, todas terão a mesma área de armadura de pele, portanto:

$$A_{s,p} = 0,10\% * 90 * 80 = 7,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como o valor calculado supera o valor máximo estabelecido por norma, será utilizado o valor de 5,0 cm²/m. Adotando um diâmetro de 8,0 mm para as armaduras de pele e sabendo que este possui 0,50 cm² de armadura unitária, calcula-se então a quantidade de barras por face da seguinte forma:

$$n/face = \frac{A_{s,p}}{A_{s,uni}} = \frac{5,0}{0,5}$$

$$n/face = 10$$

Para calcular o espaçamento entre as barras, é preciso descontar o espaço já ocupado pelas demais armaduras além do cobrimento superior e inferior. Portanto, calcula-se da seguinte forma:

$$s_p = \frac{h - c_{sup} - c_{inf} - 2 * \emptyset_t - n_{/cam,inf} * \emptyset_{l,inf} - n_{/cam,sup} * \emptyset_{l,sup} - n_{/face} * \emptyset_p}{n_{/face} - 1}$$

Tomando como exemplo a viga V10 e substituindo os valores:

$$s_p = \frac{90 - 1,5 - 3 - 2 * 1,25 - 2 * 2,5 - 1 * 0,8 - 10 * 0,8}{10 - 1}$$

$$s_p = 7,68 \text{ cm} \rightarrow 7 \text{ cm}$$

A NBR6118:2014 prescreve que o espaçamento não deve ser superior a 20 cm, portanto o espaçamento calculado respeita o limite.

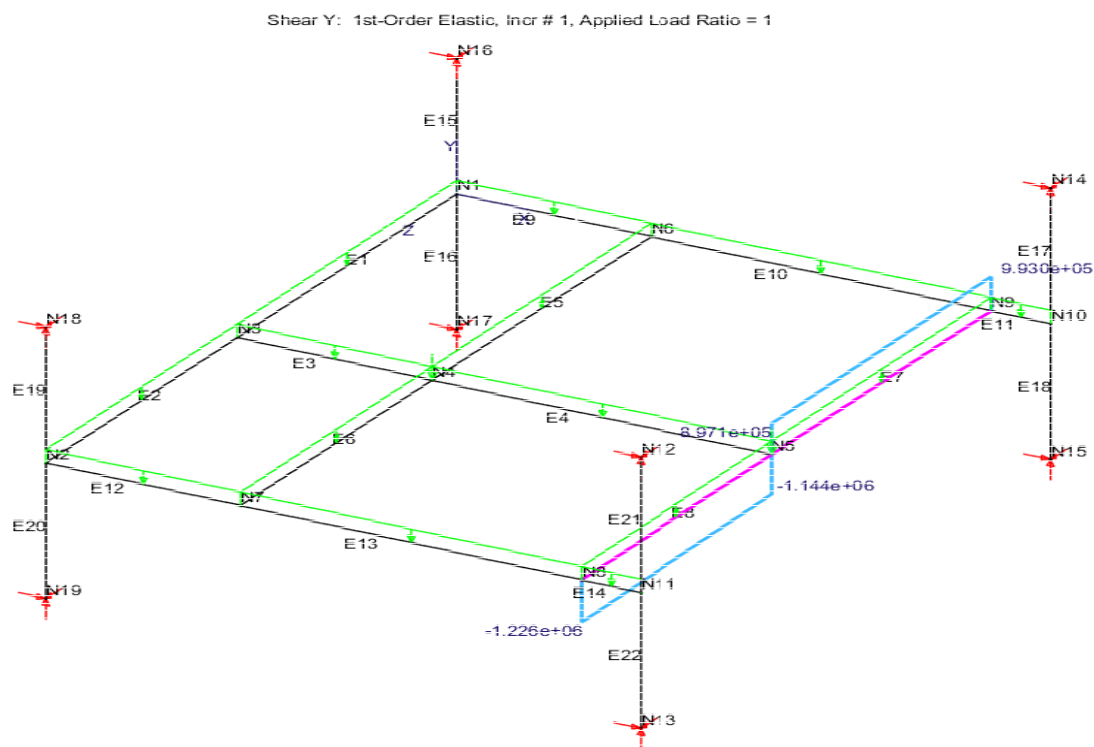
5.2.2.7 Dimensionamento de Armaduras de Suspensão

A NBR 6118:2014 especifica em seu item 18.3.6 que em casos de cargas concentradas transmitidas por outras vigas, como ocorre nesta grelha, é necessário dimensionar armaduras de suspensão. Segundo Süsskind (1980), esta armadura tem por finalidade suspender a reação concentrada transmitida de uma viga a outra, pois este carregamento é aplicado na viga de apoio na sua face inferior. Para isso, dimensiona-se uma armadura de suspensão da seguinte forma:

$$A_{susp} = \frac{V_d}{f_{yd}}$$

Onde V_d se refere ao esforço cortante na região onde a viga se apoia na outra. Tomando a viga V10 como exemplo, o diagrama de esforços cortantes desta é demonstrado na Figura 26 abaixo.

Figura 25 - Grelha: Diagrama dos Esforços Cortantes para V10



Fonte: Do autor

Portanto, calculando a armadura de suspensão necessária:

$$A_{susp} = \frac{1144 + 897,1}{\left(\frac{50}{1,15}\right)}$$

$$A_{susp} = 65,7 \text{ cm}^2$$

Nas recomendações de Süsskind (1980) consta que essa área de armadura deve ser distribuída por estribos a um raio de $\frac{d}{2}$ medido a partir do nó de aplicação da carga. Além disso, 70% dessa área de armadura deve ser distribuída na viga principal (viga que recebe a carga) e 30% na viga secundária (viga que transfere a carga). Portanto, para a viga V10, têm-se:

$$r = \frac{d}{2} = \frac{82}{2}$$

$$r = 41 \text{ cm}$$

$$\emptyset_{susp} = 1,25 \text{ cm com } A_{s,uni} = 1,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{susp,princ.} = 70\% A_{susp} = 70\% * 65,7$$

$$A_{susp,princ.} = 46,0 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_{susp, princ.}}{A_{s, uni} * barras/seção}$$

$$n = \frac{46,0}{1,23 * 4} = 9,4$$

$$s_l = \frac{r * 2}{n} = \frac{41 * 2}{9,4}$$

$$s_l = 8 \text{ cm}$$

$$A_{susp, sec.} = 30\% A_{susp} = 30\% * 65,7$$

$$A_{susp, sec.} = 19,7 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{19,7}{1,23 * 4} = 4,0$$

$$s_l = \frac{41}{4,0} = 10 \text{ cm}$$

Para as demais vigas da grelha que recebem reações, os resultados do dimensionamento de armaduras de suspensão foi o seguinte:

Tabela 48 - Grelha: Dimensionamento de Armaduras de Suspensão

VIGA	Vs (kN)	Vd (kN)	A susp (cm²)	Øs adot. (mm)	Barras/Seção	PRINCIPAL				SECUNDÁRIA			
						A susp (cm²)	n	A susp ef. (cm²)	sl (cm)	A susp (cm²)	n	A susp ef. (cm²)	sl (cm)
4	415,40	581,56	13,4	8,0	4	9,4	4,7	9,4	18	4,0	2,0	4,0	21,0
10	2041,10	2857,54	65,7	12,5	4	46,0	9,4	46,0	8	19,7	4,0	19,7	10,0
77	736,30	1030,82	23,7	8,0	4	16,6	8,3	16,6	10	7,1	3,5	7,1	11,0
71	1240,00	1736,00	39,9	8,0	4	27,9	13,9	27,9	6	12,0	6,0	12,0	7,0
74	1005,75	1408,05	32,4	8,0	4	22,7	11,3	22,7	7	9,7	4,8	9,7	8,0

Fonte: Do autor

5.2.2.8 Dimensionamento de Armaduras de Torção

Em grelhas, os esforços dos momentos torsores são significativos e não devem ser desprezados. No caso desta grelha, como pode ser visto na Tabela 44 do item 5.2.2.3, os momentos torsores são bem expressivos nas vigas V71 e V74, por isso o processo de cálculo será demonstrado para a V71 e aplicado para todas as demais vigas da grelha. Segundo o item 17.5.1.3 da NBR6118:2014, o esforço solicitante de torção deve ser resistido pelas diagonais comprimidas da treliça de concreto, uma parcela por estribos

verticais e outra parcela por barras longitudinais, sendo que essas armaduras devem ser distribuídas ao longo de uma área de parede de seção vazada fictícia, equivalente ao da seção cheia do elemento que está sendo dimensionado. Essa área fictícia é definida, para seções cheias, no item 17.5.1.4.1 da referida norma, onde a espessura de suas paredes é definida por:

$$h_e \begin{cases} \leq \frac{A}{u} \\ \geq 2c_1 \end{cases}$$

A e u se referem, respectivamente, a área e o perímetro da seção cheia do elemento, enquanto c_1 representa a distância do centro da barra longitudinal de canto à face lateral do concreto. Portanto, para V71:

$$\begin{aligned} \frac{A}{u} &= \frac{90 * 80}{2 * (90 + 80)} = 21,2 \text{ cm} \\ 2c_1 &= 2 * \left(c + \emptyset_t + \frac{\emptyset_l}{2} \right) = 2 * \left(3 + 0,8 + \frac{1,25}{2} \right) \\ 2c_1 &= 8,9 \text{ cm} \end{aligned}$$

Utilizando a espessura mínima para definir a parede da área fictícia, têm-se que:

$$\begin{aligned} A_e &= (h - h_e) * (b - h_e) = (90 - 8,9) * (80 - 8,9) \\ A_e &= 5773,8 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Para avaliar a resistência das bielas comprimidas, deve-se também considerar a influência do esforço cortante na solicitação da mesma. Portanto, a verificação completa da biela comprimida se dá por:

$$\frac{V_d}{V_{Rd2}} + \frac{T_d}{T_{Rd2}} \leq 1,0$$

Onde a resistência do concreto à torção é definida por:

$$T_{Rd2} = 0,5\alpha_{v2} * f_{cd} * A_e * h_e * \text{sen } 2\theta$$

Como foi adotado para o cálculo das armaduras transversais o modelo II com bielas inclinadas a 30 graus, o mesmo será considerado para os cálculos de torção. Portanto, para a V71, têm-se:

$$\begin{aligned} T_{Rd2} &= 0,5 * 0,88 * 2,143 * 5773,8 * 8,9 * \text{sen}(2 * 30) \\ T_{Rd2} &= 41723,7 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Fazendo a verificação das bielas comprimidas para viga V71:

$$\frac{1976,8}{2963,5} + \frac{1482,6}{41723,7} = 0,70$$

Conclui-se que as bielas de compressão resistem ao esforço combinado de cortante e torção.

Calcula-se então as áreas de armadura necessárias para combater os esforços de torção na direção vertical e horizontal da seção, e então combina-se as áreas encontradas com as áreas já calculadas para armaduras transversais e longitudinais.

Para determinar a área de armadura de estribo necessária, utiliza-se a expressão:

$$\frac{A_{90}}{s} = \frac{T_d}{2 * A_e * f_{yd} * \cot g \theta}$$

Para encontrar uma armadura necessária de estribos por metro, define-se $s = 100 \text{ cm}$. Assim, para a viga V71:

$$A_{90} = \frac{1482,6}{2 * 5773,8 * \left(\frac{50}{1,15}\right) * \cot g 30} * 100$$

$$A_{90} = 17,05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A armadura longitudinal total, considerando a soma a distribuição por toda a seção da área fictícia, é dada por:

$$\frac{A_{sl}}{u_e} = \frac{T_d}{2 * A_e * f_{yd} * \tan \theta}$$

Onde u_e é o perímetro da parede fictícia. Para encontrar uma armadura necessária por metro, faz-se $u_e = 100 \text{ cm}$. Substituindo os valores, têm-se:

$$A_{sl} = \frac{1482,6}{2 * 5773,8 * \left(\frac{50}{1,15}\right) * \tan 30} * 100$$

$$A_{sl} = 51,15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verifica-se então a área de armadura mínima para torção, segundo as expressões expostas no item 17.5.1.2.

$$\left. \begin{aligned} \rho_{sl} &= \frac{A_{sl}}{h_e * u_e} \\ \rho_{sw} &= \frac{A_{sw}}{b_w * s} \end{aligned} \right\} \geq 0,2 * \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}}, \text{ com } f_{ywk} \leq 500 \text{ MPa}$$

Simplificando esta expressão e adotando u_e e s iguais a 100 cm, para encontrar uma armadura mínima por metro, chega-se as seguintes expressões:

$$A_{sl,min} = \frac{20f_{ctm}}{f_{ywk}} * h_e$$

$$A_{s90,min} = \frac{20f_{ctm}}{f_{ywk}} * b_w$$

Substituindo os valores para a viga V71, têm-se:

$$f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa} = 0,29 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_{sl,min} = \frac{20 * 0,29}{50} * 8,9 = 1,03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s90,min} = \frac{20 * ,29}{50} * 80 = 9,27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

No caso da viga V71, ambos os mínimos são respeitados.

É preciso ainda distribuir a armadura longitudinal para cada face da seção.

Para face horizontal:

$$A_{slb} = \frac{T_d}{2 * A_e * f_{yd} * tg \theta} * (b - h_e)$$

$$A_{slb} = \frac{1482,6}{2 * 5773,8 * \left(\frac{50}{1,15}\right) * tg 30} * (80 - 8,9) = 36,4 \text{ cm}^2$$

Para face vertical:

$$A_{slh} = \frac{T_d}{2 * A_e * f_{yd} * tg \theta} * (h - h_e)$$

$$A_{slh} = \frac{1482,6}{2 * 5773,8 * \left(\frac{50}{1,15}\right) * tg 30} * (90 - 8,9) = 41,5 \text{ cm}^2$$

Nos casos onde a armadura longitudinal distribuída pela face lateral é maior que a armadura de pele previamente calculada, substituiu-se a armadura de pele pela longitudinal.

Para compor a armadura final transversal, deve-se combinar as armaduras transversais de torção e de cisalhamento, tendo em vista que os ramos dos estribos resistem de forma diferente à torção e ao cisalhamento. Neste caso, como os estribos são compostos de 4 ramos verticais, a área de armadura transversal final de cada ramo é calculada por:

$$A_{sw,t} = \frac{A_{sw}}{4} + A_{s,90}$$

$$A_{sw,t} = \frac{5,4}{4} + 17,05 = 18,40 \text{ cm}^2/m$$

Abaixo será apresentado o dimensionamento das armaduras necessárias de torção para as demais vigas da grelha, bem como a combinação das armaduras de torção com as armaduras longitudinais e transversais para determinação da área de armadura total para cada direção.

Tabela 49 - Grelha: Armaduras Necessárias de Torção

VIGA	T máx (kNm)	T d (kNm)	he (cm)	Ae (cm ²)	TRd 2 (kNm)	As, 90 (cm ² /m)	As l b (cm ²)	As l h (cm ²)
72	41,45	58,03	8,9	5773,8	41723,74	0,67	1,4	1,6
4	174,80	244,72	8,9	5773,8	41723,74	2,81	6,0	6,9
10	226,10	316,54	11,0	5451,0	48960,45	3,86	8,0	9,1
77	118,70	166,18	9,2	5720,6	42974,32	1,93	4,1	4,7
71	1059,00	1482,60	8,9	5773,8	41723,74	17,05	36,4	41,5
74	847,00	1185,80	8,9	5773,8	41723,74	13,64	29,1	33,2

Fonte: Do autor

Tabela 50 - Grelha: Armaduras Necessárias Totais

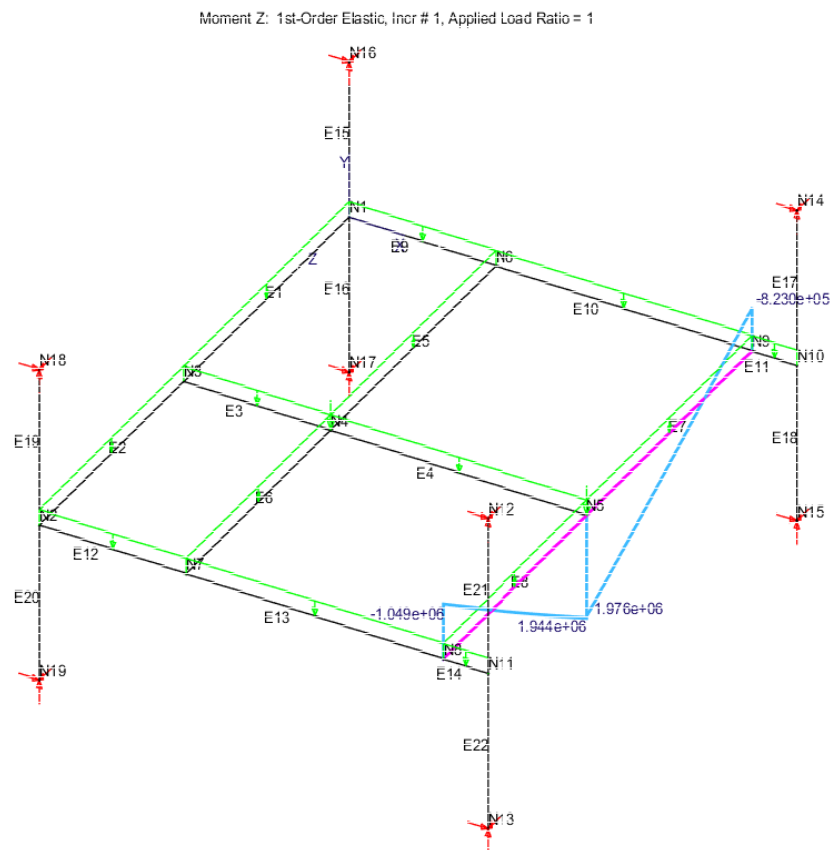
VIGA	As total			
	TRANSVERSAL (cm ² /m)	LONGITUDINAL (cm ²)		
		INFERIOR	SUPERIOR	LATERAL
72	9,27	33,44	1,42	5,00
4	9,27	44,68	6,01	6,85
10	14,97	110,74	11,81	9,14
77	9,27	56,17	4,10	5,00
71	18,40	71,21	36,39	41,51
74	13,64	53,93	29,11	33,20

Fonte: Do autor

5.2.2.9 Estado Limite de Serviço – Deformações Excessivas

A verificação de flechas nas vigas que compõem a grelha deve seguir exatamente o mesmo processo utilizado para a viga comum. Por esta razão, essa seção se limitará a apresentar apenas os resultados relevantes tendo em vista que o processo que foi demonstrado em 5.2.1.6 deste trabalho. A verificação foi feita somente para a viga mais solicitada da grelha, neste caso, a viga V10.

Figura 26 - Grelha: Diagrama dos Momentos Fletores para Combinação Quase-Permanente



Fonte: Do autor

Tabela 51 - Grelha: Determinação da Inércia Equivalente para V10

VIGA	Ms (kNm)	As, ef (cm²)	A's, ef (cm²)	Øl adot. (cm)	Øl' adot. (cm)	x1 (cm)	Ic (cm^4)	Mr (kNm)	I2 (cm^4)	Ieq (cm^4)
10	1976,0	112,9	12,6	2,50	1,00	48,1	5901816	611,8	2853093	2943582

Fonte: Do autor

Tabela 52 - Grelha: Verificação da Flecha Limite

Fi (cm)	Fdi (cm)	Ft (cm)	F lim (cm)
0,4	0,5	0,9	2,4

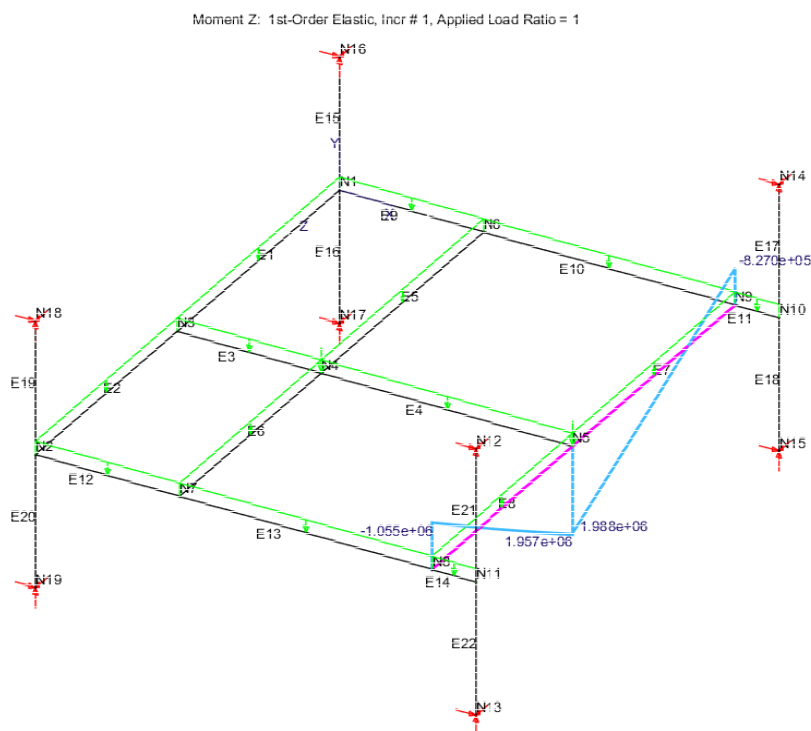
Fonte: Do autor

O valor da flecha inicial foi tirado diretamente do software Mastan2, por meio da função de deslocamento dos nós.

5.2.2.10 Estado Limite de Serviço – Abertura de Fissuras

Seguindo a mesma justificativa de verificação das flechas, a determinação da abertura de fissuras também é o mesmo processo adotado para viga comum, exposto no item 5.2.1.7 deste trabalho.

Figura 27 - Grelha: Diagrama dos Momentos Fletores para Combinação Frequente



Fonte: Do autor

Tabela 53 - Grelha: Determinação da Abertura de Fissuras para V10

VIGA	Ms (kNm)	Mr (kNm)	A crit. (cm ²)	ρ_{ri}	σ_{si} (MPa)	w (mm)	w lim (mm)
10	1988,0	611,8	65,2	7,53E-02	247,0	0,10	0,30

Fonte: Do autor

5.2.2.11 Detalhamento das Armaduras

A fim de exemplo, foi feito o detalhamento completo das armaduras para a viga V10, sendo o processo para as demais vigas idêntico ao utilizado para esta. O processo de detalhamento de armaduras longitudinais e estribos é o mesmo que foi exposto para a

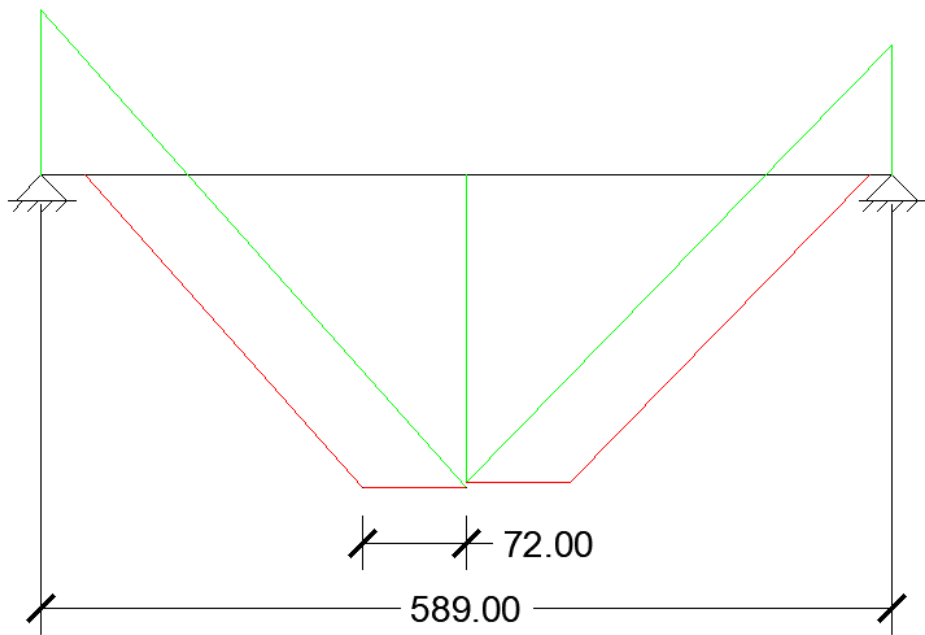
viga comum V75 no item 5.2.1.8, logo, nesta seção o serão demonstrados apenas os resultados dos cálculos mais relevantes. O detalhamento de armaduras não vistas anteriormente como armadura de pele e de suspensão serão vistos passo a passo.

Tabela 54 - Grelha: Cálculo da Decalagem do Diagrama de Momentos Fletores

d (cm)	θ (°)	0,5d (cm)	a1 (cm)
82,00	30,00	41,00	72,00

Fonte: Do autor

Figura 28 - Grelha: Decalagem dos Momentos Fletores para Viga V10



Fonte: Do autor

Tabela 55 - Grelha: Cálculo da Armadura de Ancoragem Necessária nos Apoios

REGIÃO	Vd (kN)	Rst (kN)	As, apoio I (cm²)	M apoio (kNm)	M vão (kNm)	As, vão (cm²)	As, apoio II (cm²)	As, apoio (cm²)
Apoio V71	1716,40	1471,20	33,8	0,00	3021,20	110,7	36,9	36,9
Apoio V74	1226,00	1050,86	24,2	0,00	3021,20	110,7	36,9	36,9

Fonte: Do autor

Para as armaduras que chegam até o apoio, considerando o uso de ganchos em ângulo reto, os resultados de comprimento de ancoragem são os seguintes:

Tabela 56 - Grelha: Cálculo do Comprimento de Ancoragem Com Ganchos

REGIÃO	η_1	η_2	η_3	fbd (MPa)	lb (cm)	As, calc (cm ²)	As, ef (cm ²)	lb, calc (cm)	lb, nec (cm)	l curva (cm)	lb total (cm)
Apoio V71	2,25	1,00	1,00	3,26	83,4	110,7	112,9	57,3	57,3	18,0	76,0
Apoio V74	2,25	1,00	1,00	3,26	83,4	110,7	112,9	57,3	57,3	18,0	76,0

Fonte: Do autor

Para as armaduras que são ancoradas no vão, sem a utilização de ganchos, o comprimento de ancoragem é o seguinte:

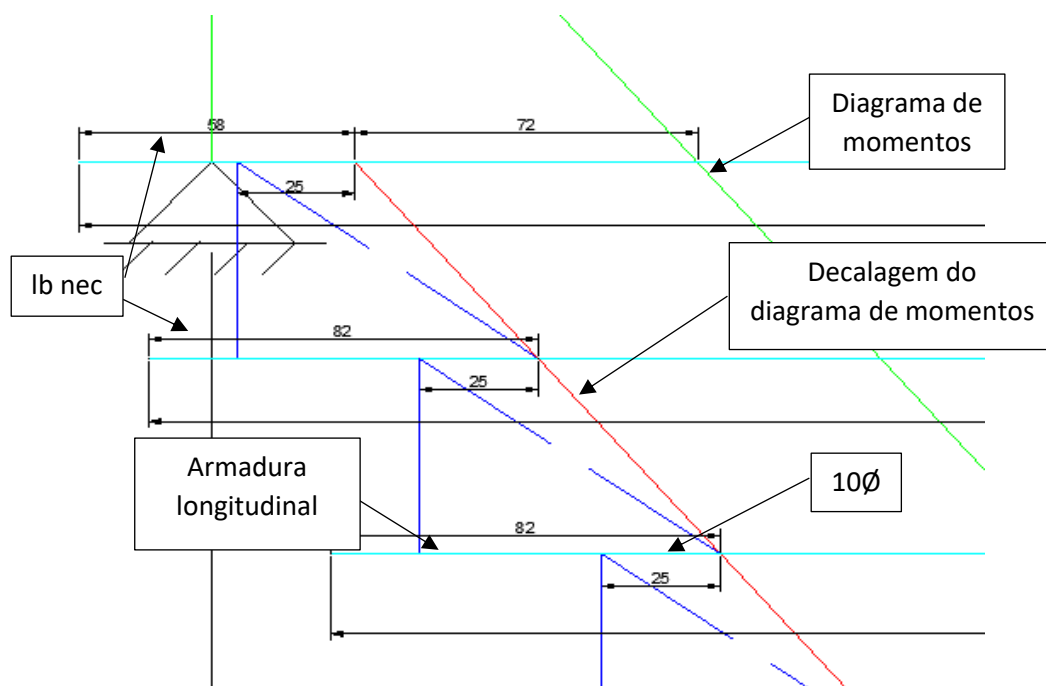
Tabela 57 - Grelha: Cálculo do Comprimento de Ancoragem Sem Ganchos

REGIÃO	fbd (MPa)	lb (cm)	α	As, calc (cm ²)	As, ef (cm ²)	lb, nec (cm)
Vão	3,26	83,4	1,0	110,7	112,9	82,0

Fonte: Do autor

Para a decalagem das armaduras, adotou-se a divisão do diagrama de momentos decalados em 5 partes. A Figura 30 abaixo demonstra o processo para determinar o comprimento total das barras longitudinais das primeiras camadas.

Figura 29 - Grelha: Demonstração da Determinação do Comprimento de Barras Longitudinais



Fonte: Do autor

Tabela 58 - Grelha: Comprimento das Barras Longitudinais Conforme Divisão do Diagrama de Momentos

DIVISÃO	L (m)
1	6,60
2	6,27
3	5,47
4	4,66
5	3,86

Fonte: Do autor

Segue abaixo os resultados para o cálculo de comprimento e quantidade de estribos conforme procedimento já exposto.

Tabela 59 - Grelha: Comprimento e Quantidade de Estribos para V10

l livre	l reto	l curva	lg 1 (cm)	l estr (cm)	Qtd.
319,0	294,0	3,9	12,5	339	254

Fonte: Do autor

Para as armaduras longitudinais laterais, calcula-se a quantidade de barras por face dividindo a armadura necessária pela armadura unitária da bitola utilizada. O comprimento das barras é igual ao comprimento do vão da viga em questão mais 10Ø para sua devida ancoragem. Logo:

Tabela 60 - Grelha: Detalhamento da Armadura de Longitudinal Lateral

As lat (cm ²)	Ølat adot. (cm)	As uni (cm ²)	barras /face	s lat. (cm)	l (cm)	Qtd.
9,14	1,25	1,23	8	7,0	525,00	16

Fonte: Do autor

A armadura de suspensão, por ser dimensionada como estribo, também é detalhada como tal, utilizando o mesmo processo para determinação dos espaçamentos, comprimentos e quantidades de estribos, distribuídos ao longo de 2 vezes o raio calculado. Salientando que nesse caso trata-se da armadura principal de suspensão, portanto, 70% da área de aço calculada.

Tabela 61 - Grelha: Detalhamento da Armadura de Suspensão

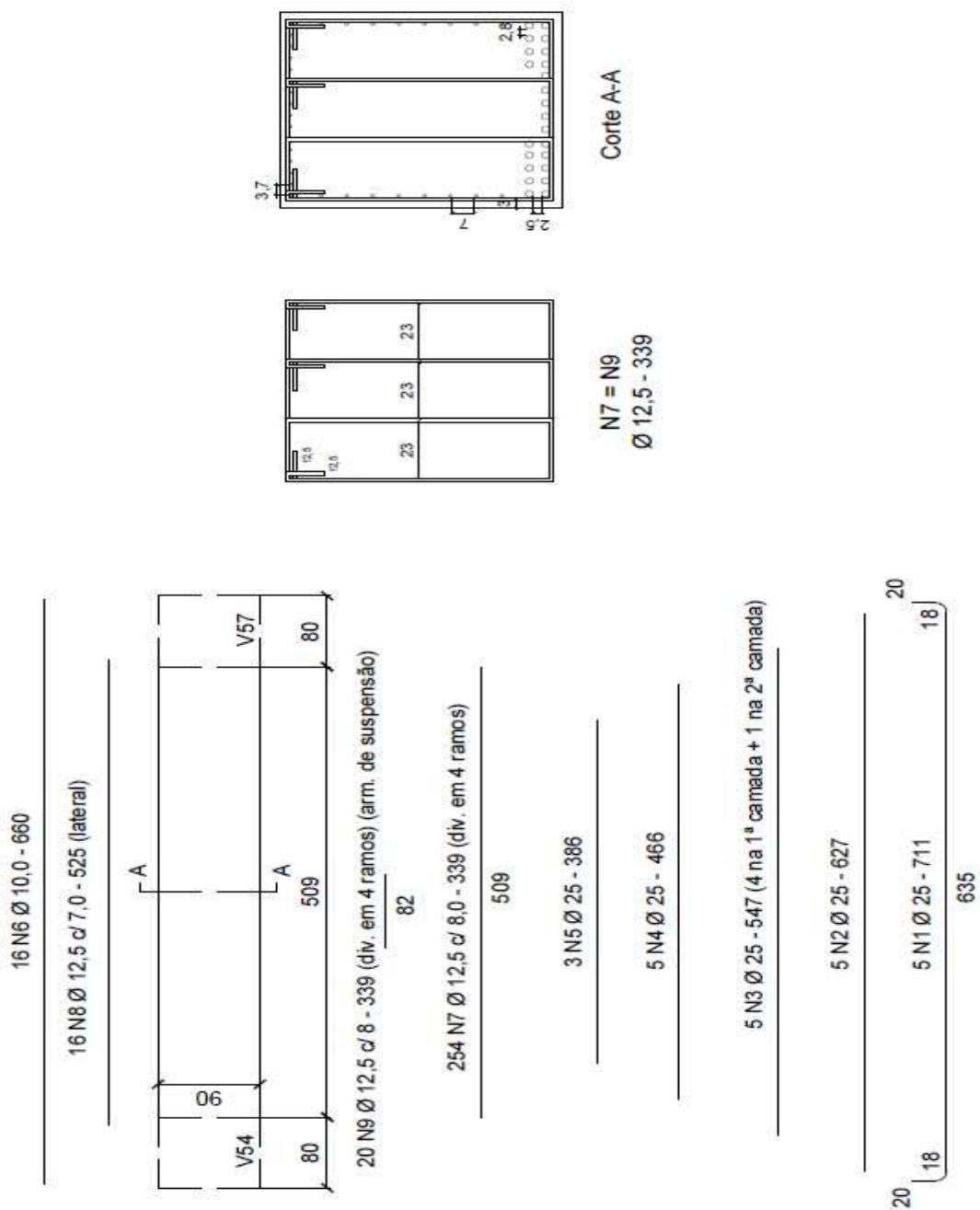
Øs adot. (cm)	Raio (cm)	Barras /Seção	s susp. (cm)	Qtd.
1,25	41	4	8	20

Fonte: Do autor

5.2.2.12 Resultados

O resultado do dimensionamento da viga V10, um dos componentes da grelha de transição, pode ser conferido pela Figura 31 abaixo.

Figura 30 - Grelha: Detalhamento da Viga V10



Fonte: Do autor

A lista de aço e o quadro resumo para o aço desta viga estão representados nas Tabela 68 e Tabela 69 a seguir.

Tabela 62 - Grelha: Lista de Aço para V10

AÇO	Ø (mm)	N	QTD.	COMPRIMENTO	
				UNITÁRIO (cm)	TOTAL (m)
CA-50	10,0	6	16	660	10560
		7	254	339	86106
	12,5	8	16	525	8400
		9	20	339	6780
		1	5	711	3555
	25	2	5	627	3135
		3	5	547	2735
		4	5	466	2330
		5	4	386	1544

Fonte: Do autor

Tabela 63 - Grelha: Quadro Resumo para V10

AÇO	Ø (mm)	COMPRIMENTO TOTAL (m)	MASSA/m (kg/m)	MASSA TOTAL +10% (kg)
CA-50	10	10560	0,617	7161,70
	12,5	101286	0,963	107330,13
	25	13299	3,853	56370,41

Fonte: Do autor

5.3 PILARES

Conforme a proposta inicial de trabalho, serão dimensionados 3 casos de pilares: um interno, um de bordo e um de canto. Primeiro buscou-se os 3 casos de pilares na viga V75 que foi dimensionada no item 5.2.1 deste trabalho, pois assim não seria necessário estimar o carregamento para estes pilares. Entretanto, suportando a viga V75 só existem dois casos desejados, o pilar interno P37 e o pilar de bordo P75. Buscou-se então um pilar de canto no mesmo pavimento, porém o pavimento tipo B não possui nenhum pilar desse gênero. Por fim, decidiu-se utilizar como exemplo o pilar de canto P69 no pavimento pilotis.

5.3.1 Pilar P37 (Interno)

5.3.1.1 Pré-dimensionamento

O pré-dimensionamento de pilares, como já mencionado no item 5.2.2.2 deste trabalho sobre carregamentos da viga de transição, é o sugerido por Alva (2014), realizado através da estimativa de uma área de influência. Neste método, estima-se uma força normal aplicada no pilar através da seguinte relação:

$$N = (g + q) * A_i * n$$

O valor para $(g + q)$ é estimativa do projetista. Neste trabalho utilizou-se a recomendação de Alva (2014) de 12 kN/m². A área de influência medida deste pilar no pavimento tipo B foi de 14,74 m² e, contando com o primeiro pavimento tipo B, o pilar suporta mais 9 pavimentos (8 pavimentos tipo B e piso do ático). Portanto, têm-se:

$$N = 12 * 14,74 * 9 = 1591,92 \text{ kN}$$

Entretanto, em pilares não ocorre simplesmente uma compressão centrada e sim uma flexão composta. Portanto, para se aproximar da situação real, é necessário multiplicar o esforço normal estimado por um coeficiente de posição γ que é função do tipo de pilar.

Para pilares internos $\rightarrow \gamma = 1,8$

Para pilares de bordo $\rightarrow \gamma = 2,2$

Para pilares de canto $\rightarrow \gamma = 2,5$

Neste caso então, têm-se:

$$N_{sd}^* = N * \gamma = 1591,92 * 1,8$$

$$N_{sd}^* = 2866,2 \text{ kN}$$

A expressão que relaciona essa força normal equivalente com a área de concreto do pilar é a seguinte:

$$A_c = \frac{N_{sd}^*}{0,85f_{cd} + \rho * \sigma_s}$$

Sabe-se que f_{cd} para este projeto é 2,14 kN/cm². O coeficiente ρ é a taxa de área de armadura de aço sobre a área de armadura de concreto, que deve ser estimada. Segundo as notas de Siniegas Alva, é recomendado um valor entre 1,5% a 2,0% para essa taxa, neste trabalho foi adotado o valor de 2%. σ_s significa tensão no aço e, para concretos até f_{ck} 50, é o valor de tensão que provoca uma deformação máxima no aço de 0,2%. Portanto:

$$\begin{aligned}\sigma_s &= E_s * 0,2\% = 21000 * 0,2\% \\ \sigma_s &= 42 \text{ kN/cm}^2\end{aligned}$$

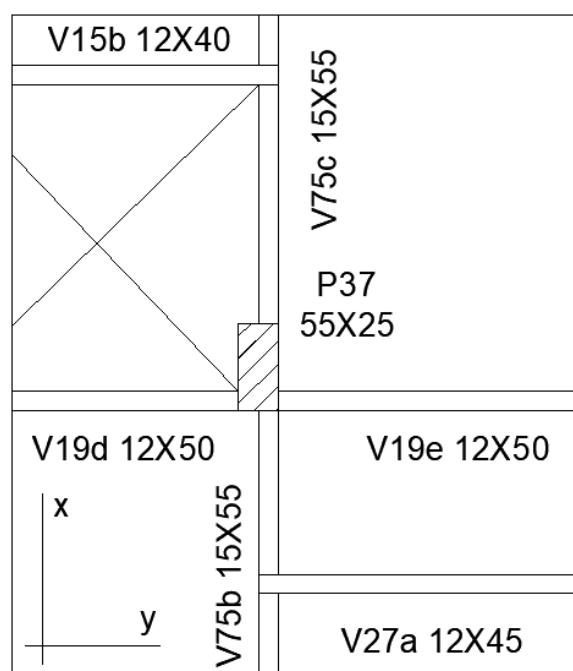
Calculando a área estimada de concreto para o pilar P37:

$$\begin{aligned}A_c &= \frac{2866,2}{0,85 * 2,14 + 0,02 * 42} \\ A_c &= 1076,95 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Portanto, as dimensões iniciais estimadas para este pilar são 25x45 cm, que conferem uma área de concreto de 1125 cm².

Contudo, durante o dimensionamento do pilar, percebeu-se que essa dimensão não seria o suficiente. Após algumas iterações, as dimensões finais para o pilar são de 25x55 cm. Essas dimensões respeitam os mínimos estabelecidos pela NBR6118:2014 em seu item 13.2.3, onde prescreve que não deve haver pilares com dimensão inferior a 19 cm e área da seção menor que 360 cm². A seção do pilar atualizada juntamente com o sistema de coordenadas adotado para esse problema estão demonstrados na Figura 32 abaixo.

Figura 31 - Pilar 37: Situação na Planta de Fôrmas

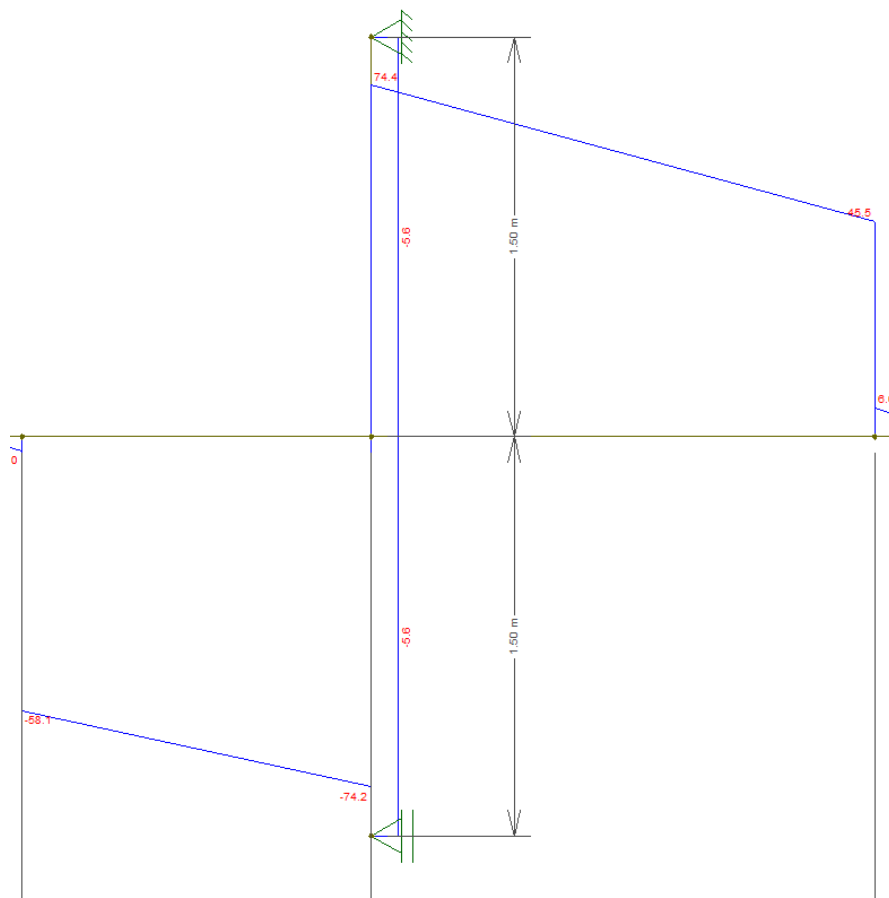


Fonte: Do autor

5.3.1.2 Carregamentos

Como a viga 75 já foi dimensionada, têm-se o modelo estrutural dela no programa Ftool®, portanto, as reações de apoio que ela provoca no pilar foram retiradas diretamente do programa.

Figura 32 - P37: Diagrama de Esforços Cortantes da V75 na região de encontro com P37

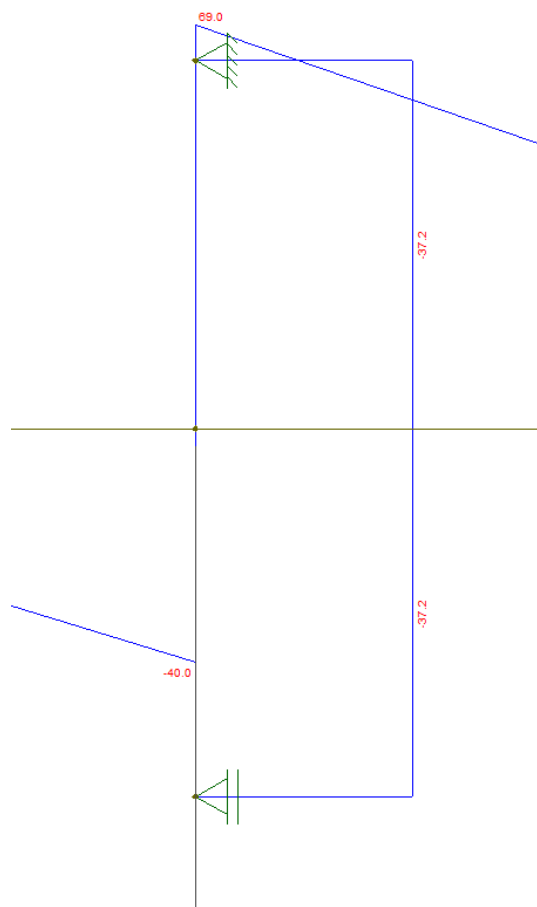


Fonte: Do autor

Logo, a reação de apoio no pilar P37 devido a viga V37 é de 148,6 kN.

Modelou-se a viga V19 que também transfere carga para o pilar P37, como demonstrado na Figura 34.

Figura 33 - P37: Diagrama de Esforços Cortantes da V19 na região de encontro com P37



Fonte: Do autor

Conclui-se que o carregamento transmitido ao pilar é de 109,0 kN.

Para pilares internos, os momentos fletores transferidos pelas vigas geralmente são desprezados, pois eles normalmente não chegam a superar os momentos fletores mínimos de cálculo. Pelos modelos no programa Ftool®, verificou-se que estes momentos no pilar P37 são inexpressivos, 8,4 kNm devido à viga V75 e 3,5 kNm devido à viga V19 portanto, será levantado apenas o carregamento proveniente da força normal.

Além das cargas transmitidas pelas vigas, é preciso também considerar o peso próprio do pilar e a carga acidental. Para o peso próprio têm-se:

$$g = A_c * h * \gamma_c = (0,55 * 0,25) * 3,10 * 25$$

$$g = 10,7 \text{ kN}$$

O carregamento acidental considerado foi de 1,5 kN, conforme indicado pela NBR6120:1980 para edifícios residenciais. Os carregamentos provenientes das vigas V75 e V19, além do peso próprio calculado e a carga acidental considerada, são os mesmos do pavimento tipo B1 ao ático, que geram um total de:

$$N = 148,6 + 109 + 10,7 + 1,5 = 269,8 \text{ kN}$$

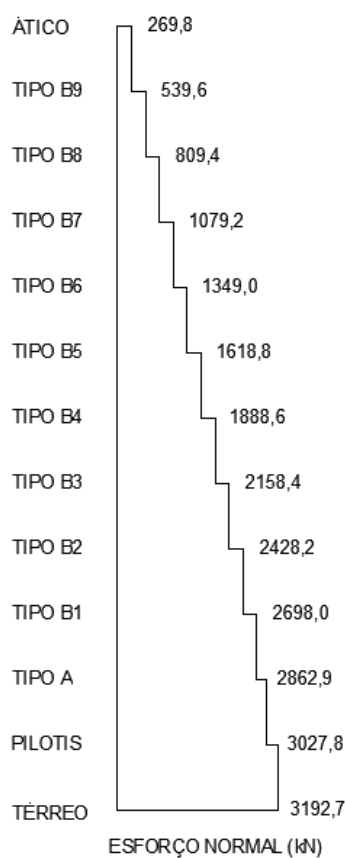
Do pavimento térreo ao tipo A este pilar não sofre mais influência do mesmo entorno. Portanto, nesses pavimentos a carga normal aplicada foi estimada através do método da área de influência.

Do térreo ao tipo A:

$$A_i = 13,7 \text{ m}^2 \rightarrow N = 13,7 * 12 = 164,9 \text{ kN}$$

A composição da força normal acumulada por pavimento está demonstrada abaixo na Figura 35.

Figura 34 - P37: Força Normal Acumulada por Pavimento



Fonte: Do autor

Como o objetivo deste trabalho é fazer uma comparação com os elementos estruturais do pavimento tipo B, o esforço normal considerado para o dimensionamento será o do pavimento tipo B1, de 2698 kN.

5.3.1.3 Dimensionamento das Armaduras Longitudinais

Inicialmente é preciso determinar os esforços solicitantes de primeira ordem no pilar. Como já mencionado, a NBR6118:2014 indica coeficientes de majoração das ações para as cargas permanentes e acidentais. Como na combinação normal última os coeficientes de ambas as ações consideradas são iguais a 1,4, pode-se simplesmente majorar o esforço normal proveniente do total dessas ações por 1,4. Por isso, para o pilar P37, têm-se:

$$N_d = 1,4 * N = 1,4 * 2698$$

$$N_d = 3777,2 \text{ kN}$$

Embora os momentos fletores não foram levantados por se tratar de um pilar interno, é necessário considerar o momento de primeira ordem mínimo de cálculo para cada direção, devido a possíveis efeitos de imperfeições locais que podem gerar um pequeno braço de alavanca do ponto de aplicação da carga no pilar ao centro geométrico do elemento, gerando assim um pequeno momento fletor. Esse momento fletor mínimo de cálculo é dado por:

$$M_{1d,min} = N_d * (0,015 + 0,03h)$$

Onde h é expresso em metros e representa a altura da seção transversal na direção considerada. Calculando esses momentos mínimos para o pilar P37 para ambas as direções, têm-se:

$$M_x = 0$$

$$h_x = 0,25 \text{ m}$$

$$M_{1xd,min} = 3777,2 * (0,015 + 0,03 * 0,25)$$

$$M_{1xd} = M_{1xd,min} = 84,99 \text{ kNm}$$

$$M_y = 0$$

$$h_y = 0,55$$

$$M_{1yd,min} = 3777,2 * (0,015 + 0,03 * 0,55)$$

$$M_{1yd} = M_{1yd,min} = 118,98 \text{ kNm}$$

Antes de determinar os efeitos de 2ª ordem, é preciso avaliar se a seção do pilar é esbelta o suficiente para apresentar uma excentricidade de segunda ordem significativa. Para isso, é preciso verificar o índice de esbeltez em cada direção da seção, que é definido por:

$$\lambda = 3,46 * \frac{l_e}{h}$$

Onde l_e é chamado de comprimento equivalente do pilar e é determinado por:

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases}$$

l_0 é a distância entre as faces das vigas que estão vinculadas ao pilar e l é o pé-direito estrutural, isto é, distância entre a superfície de duas lajes consecutivas.

Para a direção x deste exemplo, têm-se:

$$l_{ex} \leq \begin{cases} l_{0x} + h_x = (310 - 50) + 25 = 285 \text{ cm} \\ l = 310 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow l_{ex} = 285 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = 3,46 * \frac{285}{25}$$

$$\lambda_x = 39,4$$

Para a direção y, têm-se:

$$l_{ey} \leq \begin{cases} l_{0y} + h_y = (310 - 55) + 55 = 310 \text{ cm} \\ l = 310 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow l_{ey} = 310 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 3,46 * \frac{310}{55}$$

$$\lambda_y = 19,5$$

Para saber se é possível desprezar os efeitos de segunda ordem é preciso verificar se o índice de esbeltez calculado em cada direção não supera o valor de índice de esbeltez limite definido pela NBR6118:2014 em seu item 15.8.2:

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 * \left(\frac{e_1}{h}\right)}{\alpha_b}, \text{ sendo que } 35 \leq \lambda_1 < 90$$

Onde α_b é definido por:

$$\alpha_b = 0,6 + 0,4 * \frac{M_B}{M_A} \geq 0,40$$

Sendo que para pilares onde o momento fletor solicitante é menor que o momento fletor mínimo de cálculo, como neste caso, $\alpha_b = 1,0$.

Calcula-se a excentricidade de primeira ordem por:

$$e_1 = M_{1d}/N_d$$

Substituindo os valores e calculando para a direção x, têm-se:

$$e_{1x} = \frac{84,99}{3777,2} = 2,25 \text{ cm}$$

$$\lambda_{1x} = \frac{25 + 1,25 * \left(\frac{2,25}{25}\right)}{1,0}$$

$$\lambda_{1x} = 25,11 \rightarrow \lambda_{1x} = 35,0$$

Portanto, $\lambda_x > \lambda_{1x}$, por isso conclui-se que há efeito de segunda ordem na direção x.

Para a direção y não é necessário fazer o cálculo de λ_{1y} pois λ_y resultou em um valor que o valor mínimo para λ_{1y} de 35, logo, não há efeitos de segunda ordem em y.

Para calcular os efeitos de segunda ordem, utiliza-se o método do pilar padrão com curvatura aproximada, que é válido para pilares com $\lambda < 90$, seção constante e armadura longitudinal simétrica. O momento fletor de segunda ordem é calculado por:

$$M_{2d} = N_d * \frac{l_e^2}{10} * \frac{0,005}{(v_d + 0,5) * h}$$

Onde:

$$v_d = \frac{N_d}{b * h * f_{cd}} \geq 0,5$$

Portanto, no exemplo para a direção x do pilar P37:

$$v_d = \frac{3777,2}{55 * 25 * \left(\frac{3,0}{1,4}\right)} = 1,28$$

$$M_{x2d} = 3777,2 * \frac{285^2}{10} * \frac{0,005}{(1,28 + 0,5) * 25}$$

$$M_{2d} = 34,43 \text{ kNm}$$

Neste momento é preciso avaliar 3 seções do pilar distintas para determinar as situações de cálculo. Essas seções devem ser localizadas no topo, no centro e na base do pilar. Para pilares internos, onde são desprezados os momentos solicitantes, as 3 seções estão submetidas ao mesmo carregamento, porém, neste caso, têm-se o efeito de segunda ordem em x, portanto existem 3 situações de cálculo diferente: 2 situações comum ao topo e à base, uma para cada momento fletor mínimo de primeira ordem e uma situação que só ocorre no vão intermediário, devido ao momento fletor de segunda ordem. Para a situação onde há momento de segunda ordem, é preciso calcular um momento fletor solicitante total, fazendo a superposição dos efeitos de primeira e segunda ordem, da forma como segue:

$$M_{d,tot} = \alpha_b * M_{1d} + M_{2d} \geq M_{1d}$$

Portanto, para o vão intermediário do pilar P37, têm-se:

$$M_{xd,tot} = 1,0 * 84,99 + 34,43 = 119,42 \text{ kNm}$$

As situações de cálculo para o pilar P37 estão demonstradas na Tabela 69 a seguir.

Tabela 64 - P37: Situações de Cálculo

SITUAÇÃO	TOPO = BASE		INTERMEDIÁRIO	
	I	II	III	IV
Nd	3777,2	3777,2	3777,2	3777,2
Mxd	85,0	0,0	119,4	0,0
Myd	0,0	119,0	0,0	119,0

Fonte: Do autor

Para determinar a área de armadura de aço, utiliza-se o auxílio de ábacos de flexões compostas oblíquas, para este trabalho serão utilizados os ábacos de Pinheiro, Baraldi e Porem (2009), onde deve-se buscar um ábaco que possua os valores de $\frac{d'_x}{h_x}$ e $\frac{d'_y}{h_y}$ correspondentes ao do projeto e definir qual a configuração da armadura deseja-se utilizar. É importante verificar o desenho da seção do pilar nos ábacos para conferir se o sistema de coordenadas do ábaco é o mesmo que o adotado até então. Os ábacos utilizados para o dimensionamento de todos os pilares estarão disponíveis no Anexo B.

Como as armaduras de pilares são simétricas e neste projeto os cobrimentos de todas as faces dos pilares são iguais, os valores de d'_x e d'_y são iguais, e podem ser estimados da seguinte forma:

$$d' = c + \emptyset_t + \frac{\emptyset_l}{2}$$

Para este caso, serão considerados diâmetros de 6,3 mm para os estribos e 20,0 para as barras longitudinais, portanto:

$$d' = 3 + 0,63 + \frac{2,0}{2} = 4,63 \text{ cm}$$

Logo:

$$\frac{d'}{h_x} = \frac{4,63}{25} = 0,19$$

$$\frac{d'}{h_y} = \frac{4,63}{55} = 0,08$$

Observando os valores acima, foi escolhido o ábaco 14B para o pilar P37, que conta com 10/20 barras para a face x e 2/20 barras para a face y.

No ábaco, entramos com os valores dos coeficientes μ_x e μ_y em um dos quadrantes definidos pelo ν já calculado e retiramos ω , que servirá para calcular a área de armadura de aço necessária. Nos próprios ábacos que podem ser encontrados em anexo é possível encontrar as fórmulas que definem μ_x , μ_y e ω , portanto, será demonstrado diretamente o cálculo desses índices para a situação I de cálculo e os resultados para as demais situações.

$$\mu_x = \frac{8499}{25 * 55 * \left(\frac{3,0}{1,4}\right) * 25} = 0,12$$

$$\mu_y = \frac{0}{25 * 55 * \left(\frac{3,0}{1,4}\right) * 55} = 0,0$$

Segue abaixo na Tabela 70 os resultados dos cálculos dos índices μ_x , μ_y , bem como os valores ω retirados do ábaco.

Tabela 65 - P37: Situações de Cálculo e Dados de Saída do Ábaco

SITUAÇÃO	TOPO = BASE		INTERMEDIÁRIO	
	I	II	III	IV
Nd	3777,20	3777,20	3777,20	3777,20
Mxd	84,99	0,00	119,42	0,00
Myd	0,00	118,98	0,00	118,98
μ_x	0,12	0,00	0,16	0,00
μ_y	0,00	0,07	0,00	0,07
ω 1	0,71	0,59	0,85	0,59
ω 2	0,91	0,79	1,05	0,79

Fonte: Do autor

Existem dois valores de ω pois o valor calculado de 1,28 para ν não existe no ábaco e os valores mais próximos são 1,2 e 1,4, portanto deve-se fazer uma interpolação para os valores de ω em ambos os quadrantes próximos do valor calculado. Apenas observando os valores 1 e 2 de ω é possível perceber que a situação de cálculo mais crítica é a situação III, portanto o dimensionamento da armadura longitudinal será feito para esta situação. Fazendo a interpolação dos valores de ω da situação de cálculo III, têm-se:

$$\frac{\omega - \omega_1}{\nu_d - 1,2} = \frac{\omega_2 - \omega_1}{1,4 - 1,2}$$

$$\omega = \frac{(1,05 - 0,85) * (1,28 - 1,2)}{1,4 - 1,2} + 0,85$$

$$\omega = 0,93$$

Utilizando a fórmula de ω exposta no ábaco e substituindo os valores encontrados:

$$A_{s,tot} = \frac{\omega * A_c * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,93 * 25 * 55 * \left(\frac{3,0}{1,4}\right)}{\left(\frac{50}{1,15}\right)}$$

$$A_{s,tot} = 63,2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A'_s = \frac{A_{s,tot}}{2} = \frac{63,2}{2}$$

$$A_s = A'_s = 31,6 \text{ cm}^2$$

Sabendo que as barras de 20 mm de diâmetro possuem área unitária de 3,1 cm², calcula-se a área de armadura efetiva para a solução adotada:

$$A_{s,ef} = 3,1 * 20 = 62,8 \text{ cm}^2$$

Embora o valor de área necessária seja maior que o valor de área efetiva, a diferença é tão pouca que pode-se considerar a área necessária satisfeita. Várias inconsistências no dimensionamento que vão desde o método estimado de levantamento de carregamentos até a entrada gráfica no ábaco, que podem gerar pequenas discrepâncias, portanto não se deve ser muito preciosa com tais valores.

5.3.1.4 Detalhamento de Armaduras

Inicialmente verifica-se os limites de área de armadura que, segundo a NBR6118:2014 em seu item 17.3.5.3, é limitada pelos seguintes valores:

$$A_{s,mín} = \frac{0,15N_d}{f_{yd}} \geq 0,4\%A_c$$

$$A_{s,máx} = 8\% A_c$$

Para o pilar P37, têm-se:

$$A_{s,mín} = 0,15 * \frac{3777,20}{\left(\frac{50}{1,15}\right)} = 13 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,mín} \geq 0,4\% * 25 * 55 = 5,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,máx} = 8\% * 25 * 55 = 110,0 \text{ cm}^2$$

Portanto, a área de aço efetiva para o pilar P37 de 62,8 cm² está dentro dos limites estabelecidos por norma. Em seu item 18.4.2.1, a NBR6118:2014 prescreve também os diâmetros máximos e mínimos para as armaduras longitudinais, que são:

$$\emptyset_l \geq 10mm$$

$$\emptyset_l \leq \frac{1}{8}b = \frac{1}{8} * 25$$

$$\emptyset_l \leq 3,1 \text{ cm}$$

Logo, o diâmetro adotado de 2,0 cm está dentro dos limites prescritos pela norma. Logo em seguida, no item 18.4.2.2 a NBR6118:2014 também limita os espaçamentos entre barras longitudinais. Segundo ela:

$$a_h \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \emptyset_l \\ 1,2 d_{agreg} \end{cases} \text{ e } a_h \leq \begin{cases} 2b \\ 40 \text{ cm} \end{cases}$$

Como mencionado no item 5.2.1.4 sobre o dimensionamento de armaduras longitudinais para vigas, é considerado como agregado graúdo para o projeto brita 1, que possui diâmetro máximo característico de 1,9 cm. Portanto, substituindo os valores para o caso do pilar P37, têm-se:

$$a_h \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ 2,0 \text{ cm} \\ 1,2 * 1,9 = 2,28 \text{ cm} \end{cases} \text{ e } a_h \leq \begin{cases} 2 * 25 = 50 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{cases}$$

O espaçamento horizontal foi calculado por:

$$a_h = \frac{b - 2 * c - 2 * \emptyset_t - \emptyset_l * n/face_y}{n/face_y - 1}$$

$$a_h = \frac{25 - 2 * 3 - 2 * 0,63 - 2,0 * 2}{2 - 1}$$

$$a_h = 14 \text{ cm}$$

Enquanto que o espaçamento vertical foi calculado por:

$$a_v = \frac{h - 2 * c - 2 * \emptyset_t - \emptyset_l * n/face_x}{n/face_x - 1}$$

$$a_v = \frac{55 - 2 * 3 - 2 * 0,63 - 2,0 * 10}{10 - 1}$$

$$a_v = 3 \text{ cm}$$

Verifica-se que os espaçamentos longitudinais calculados estão dentro dos limites estipulados.

As armaduras transversais de pilares devem ser constituídas por estribos e o diâmetro adotados para eles deve atender os seguintes mínimos:

$$\emptyset_t \geq \begin{cases} 5,0 \text{ mm} \\ \emptyset_l = \frac{2,0}{4} = 0,5 \text{ cm} \end{cases}$$

Portando, o diâmetro adotado para o pilar P37 de 0,63 atende a prescrição da NBR6118:2014. Além disso, há também limitações quanto ao espaçamento máximo entre estribos, que são:

$$s_t \geq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm} \\ 12\emptyset_l = 12 * 2 = 24 \text{ cm} \end{cases}$$

Portanto, para os estribos do pilar P37, adotou-se o máximo espaçamento permitido de 20 cm.

Assim, a quantidade de estribos no pilar pode ser definida como:

$$Q = \frac{l}{s_t} = \frac{310}{20}$$

$$Q = 15,5 \rightarrow 15 \text{ estribos.}$$

Em caso de estribos distantes em $20\emptyset_t$ do canto da seção do pilar, deve-se adicionar estribos suplementares a estes. A necessidade de estribos suplementares será indicada logo após a demonstração do detalhamento final do pilar em questão.

Para definir o comprimento da espera da armadura para o trecho do pilar no pavimento acima, a NBR6118:2014 em seu item 9.5.2.3 define que o comprimento de traspasse em armaduras comprimidas deve ser:

$$l_{0c} = l_{b,nec} \geq l_{0c,min}$$

Onde:

$$l_{0c,min} \geq \begin{cases} 0,6l_b = 0,6 * 66,71 = 40,0 \text{ cm} \\ 15\emptyset_l = 15 * 2 = 30 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Utiliza-se o procedimento feito em vigas para determinar o comprimento de ancoragem necessário para barras longitudinais. Primeiramente calcula-se a resistência de aderência através de:

$$f_{bd} = \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * f_{ctd}$$

$$f_{bd} = 2,25 * 1,00 * 1,00 * 1,45 = 3,26 \text{ MPa}$$

Então, calcula-se o comprimento de ancoragem através de:

$$l_b = \frac{\phi_l}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$$

$$l_b = \frac{2,0}{4} * \frac{\left(\frac{50}{1,15}\right)}{3,26} = 66,71 \text{ cm}$$

Por fim, determina-se o comprimento de ancoragem necessário, onde nesse caso não é prevista a utilização de ganchos.

$$l_{b,nec} = \alpha * l_b * \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}}$$

$$l_{b,nec} = 1,0 * 66,71 * \frac{63,2}{62,8} = 68,0 \text{ cm}$$

Este valor supera o valor mínimo de 40,0 cm prescrito pela NBR 6118:2014.

Para dimensionar o comprimento dos estribos, utiliza-se as mesmas considerações de Carvalho e Figueiredo (2014) que foram utilizadas no cálculo de comprimento dos estribos para vigas. Neste processo, define-se o comprimento reto do estribo por:

$$l_{reto} = l_{livre} - 8 * (2,5 * \phi_t) = [2 * (b - 2 * c) + 2 * (h - 2 * c)] - 8 * (2,5 * 0,63)$$

$$l_{reto} = 123,40 \text{ cm}$$

$$l_{curva} = \frac{\pi * D}{4} = \frac{\pi * (3 * \phi_t + \phi_t)}{4}$$

$$l_{curva} = \frac{\pi * (3 * 0,63 + 0,63)}{4} = 1,98 \text{ cm}$$

O comprimento reto dos ganchos dos estribos é o maior valor entre $10\phi_t$ e 7 cm. Neste caso $10\phi_t$ equivalem a 6,3 cm, portanto o comprimento dos ganchos é a soma do comprimento reto de 7 cm com o comprimento em curva 1,98 cm.

O comprimento final dos estribos é dado por:

$$l_{estr} = l_{reto} + 3 * l_{curva} + 2 * l_g = 123,4 + 3 * 1,98 + 2 * (7 + 1,98)$$

$$l_{estr} = 147 \text{ cm}$$

O comprimento dos estribos complementares foi estimado utilizando um processo semelhante ao cálculo dos demais estribos, da seguinte forma:

$$\begin{aligned}
 l_{livre} &= b - 2 * c - 2 * \emptyset_t = 25 - 2 * 3 - 2 * 0,63 \\
 l_{livre} &= 17,74 \text{ cm} \\
 l_{reto} &= l_{livre} - 2 * \emptyset_l = 17,74 - 2 * 2,0 = 13,74 \text{ cm} \\
 l_{curva} &= \frac{\pi * D}{4} = \frac{\pi * (3 * \emptyset_t + \emptyset_t)}{4} \\
 l_{curva} &= \frac{\pi * (3 * 0,63 + 0,63)}{4} = 1,98 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Como não há especificações para os ganchos de estribos complementares, adotou-se um valor para o prolongamento dos ganchos de 3 cm, portanto:

$$l_g = 3 + l_{curva} = 3 + 1,98 = 4,98 \text{ cm}$$

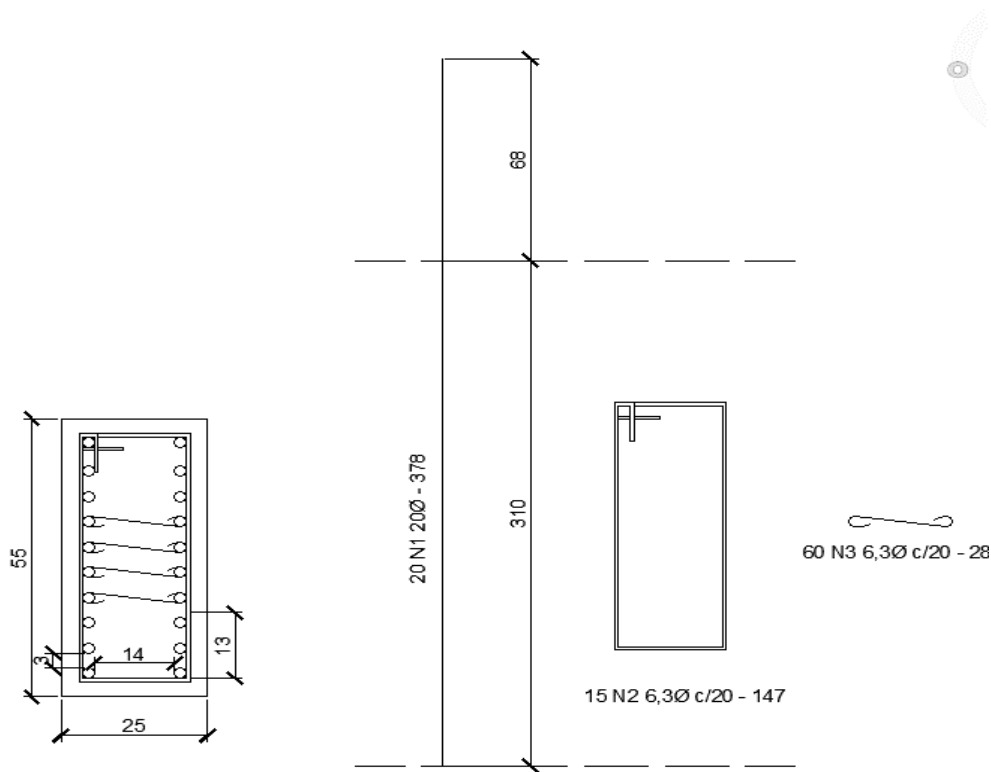
O comprimento estimado total do estribo suplementar é dado por:

$$\begin{aligned}
 l_{estr,sup} &= l_{reto} + 2 * l_{curva} + 2 * l_g \\
 l_{estr,sup} &= 13,74 + 2 * 1,98 + 2 * 4,98 \cong 28 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

5.3.1.5 Resultados

O desenho detalhado do pilar P37 está representado abaixo na Figura 36.

Figura 35 - P37: Detalhamento do Pilar



Fonte: Do autor

Com o detalhamento é possível ver claramente que a partir da distância limite $20\varnothing_t = 12,6$ cm, há 4 barras longitudinais que necessitam estribos suplementares. Devido a isso, a quantidade de estribos suplementares é igual à quantidade de estribos vezes 4.

Abaixo, na Tabela 71, está representada a lista de aço para esse pilar e, logo após na Tabela 72, o quadro resumo.

Tabela 66 - P37: Lista de Aço

				COMPRIMENTO	
AÇO	Ø (mm)	N	QTD.	UNITÁRIO (cm)	TOTAL (m)
CA-50	6,3	2	15	147	22,05
		3	60	28	16,8
	20	1	20	378	75,6

Fonte: Do autor

Tabela 67 - P37: Quadro Resumo

AÇO	Ø (mm)	COMPRIMENTO TOTAL (m)	MASSA/m (kg/m)	MASSA TOTAL +10% (kg)
CA-50	6,3	38,85	0,245	10,46
	20	75,60	2,466	205,09

Fonte: Do autor

5.3.2 Pilar P75 (Bordo)

Grande parte do processo de dimensionamento para o pilar de bordo é semelhante ao já apresentado para o pilar interno P37, por esta razão, quando os passos de dimensionamento forem mera repetição do que já foi demonstrado, será rapidamente passado nesta seção, para que assim os detalhes de dimensionamento divergentes do exemplo anterior sejam mais destacados.

5.3.2.1 Pré-dimensionamento

O processo de pré-dimensionamento é da área de influência, o mesmo adotado para o pilar interno P37. Portanto, para o caso do P75, têm-se:

$$A_i = 12,16 \text{ m}^2$$

$$(g + q) = 12 \text{ kN}$$

$$n = 9 \text{ pavimentos}$$

$$N = A_i * (g + q) * n = 12,16 * 12 * 9$$

$$N = 1313,39 \text{ kN}$$

No pavimento tipo B, este pilar é classificado como um pilar de bordo, portanto $\gamma = 2,2$. Logo:

$$N_d^* = N * \gamma = 1313,39 * 2,2$$

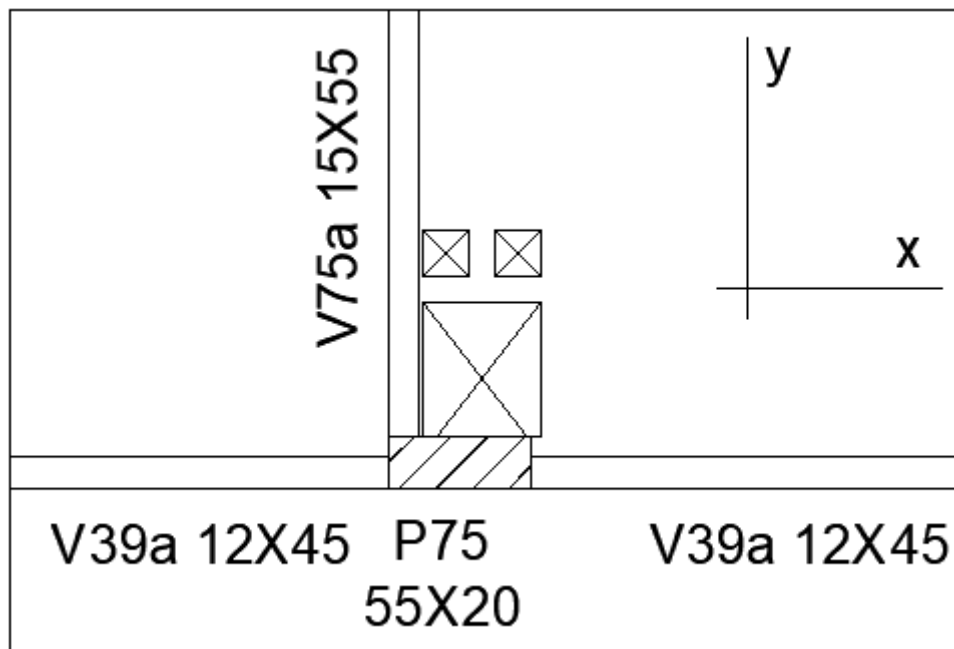
$$N_d^* = 2889,5 \text{ kN}$$

$$A_c = \frac{N_{sd}^*}{0,85f_{cd} + \rho * \sigma_s}$$

$$A_c = \frac{2889,5}{0,85 * 2,14 + 0,02 * 42} = 1085,68 \text{ cm}^2$$

Dimensões adotadas: 55x20, com uma área da seção de 1100 cm². As dimensões do pilar obedecem ao mínimo de 19 cm e a área da seção está acima do limite mínimo de 360 cm². A Figura 37 a seguir demonstra como o pilar está posicionado na planta de fôrmas, as vigas vinculadas a ele e o sistema de coordenadas adotado para este dimensionamento.

Figura 36 - P75: Situação na Planta de Fôrmas



Fonte: Do autor

5.3.2.2 Carregamentos

Neste pilar de bordo há uma viga passante na direção x, portanto o momento fletor proveniente desta viga pode ser desprezado. Contudo, o momento transferido pela viga V75, que tem o pilar P75 como apoio extremo, não deve ser desprezado. No pavimento tipo B e ático, as vigas que transferem esforços ao pilar V75 e V39 foram lançadas no programa Ftool® para se avaliar os esforços transferido. Nos demais

pavimentos, a carga suportada pelo pilar foi estimada através do processo da área de influência. A Tabela 74 abaixo contém a quantidade de carga que o pilar 75 suporta de acordo com o pavimento de análise.

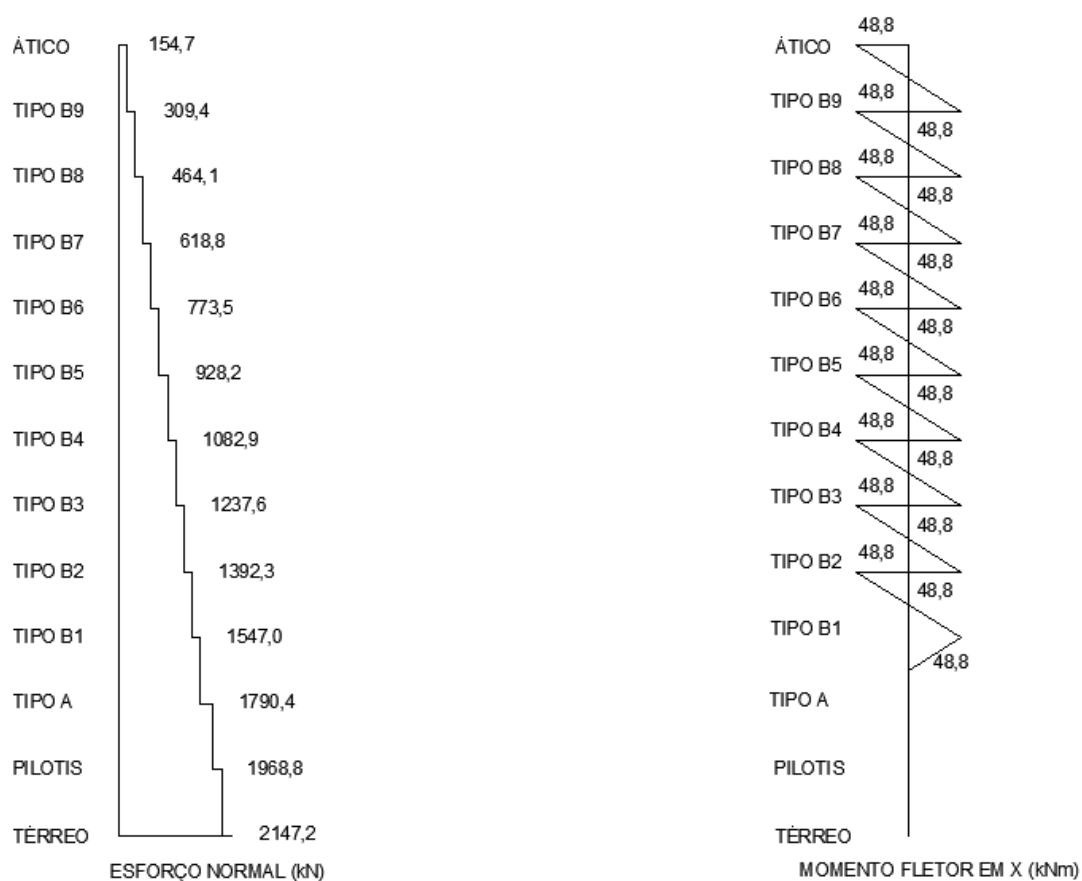
Tabela 68 - V75: Carga Suportada pelo Pilar em Cada Pavimento

PAVIMENTO	A_i (m ²)	(g+q) (kN)	ESFORÇO NORMAL (kN)	MOMENTO FLETOR EM X (kNm)	MOMENTO FLETOR EM Y (kNm)
TIPO B1 - ATICO	-	-	154,7	48,8	0,0
TIPO A	20,3	12,0	243,4	0,0	0,0
TÉRREO - PILOTIS	14,9	12,0	178,4	0,0	0,0

Fonte: Do autor

Abaixo na Figura 38 estão representados a força normal acumulada por pavimento bem como o momento fletor solicitante em x em cada pavimento.

Figura 37 - P75: Esforço Normal Acumulado e Momento Fletor em X por Pavimento



Fonte: Do autor

$$N_d = 2165,8 \text{ kN}$$

$$M_{1xd} = 1,4 * M_{1x} = 1,4 * 48,8$$

$$M_{1xd} = 68,32 \text{ kNm}$$

$$M_{1xd,min} = N_d * (0,015 + 0,03 * hx) = 2165,8 * (0,015 + 0,03 * 0,20)$$

$$M_{1xd,min} = 45,48 \text{ kNm}$$

$$M_{1yd} = M_{1yd,min} = N_d * (0,015 + 0,03 * hy)$$

$$M_{1yd} = 2165,8 * (0,015 + 0,03 * 0,55) = 68,22 \text{ kNm}$$

Para a região de vão intermediário os esforços de primeira ordem de cálculo são:

$$N_d = 1,4 * N = 1,4 * 1547$$

$$N_d = 2165,8 \text{ kN}$$

$$M_{1xd} = M_{1xd,min} = N_d * (0,015 + 0,03 * hx)$$

$$M_{1xd} = 2165,8 * (0,015 + 0,03 * 0,20) = 45,48 \text{ kNm}$$

$$M_{1yd} = M_{1yd,min} = N * (0,015 + 0,03 * hy)$$

$$M_{1yd} = 2165,8 * (0,015 + 0,03 * 0,55) = 68,22 \text{ kNm}$$

Verificando se há efeito de segunda ordem na direção x:

$$l_{ex} \leq \begin{cases} l_{0x} + h_x = (310 - 55) + 20 = 275 \text{ cm} \\ l = 310 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow l_{ex} = 275 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = 3,46 * \frac{275}{20} = 47,6$$

$$\alpha_b = 0,6 + 0,4 * \frac{M_B}{M_A} = 0,6 + 0,4 * -\frac{48,8}{48,8}$$

$$\alpha_b = 0,2 \rightarrow \alpha_{b,min} = 0,4$$

$$e_{1x} = \frac{M_{1xd}}{N_d} = \frac{6832}{2165,80} = 3,15 \text{ cm}$$

$$\lambda_{1x} = \frac{25 + 1,25 * \left(\frac{e_{1x}}{h_x}\right)}{\alpha_b} = \frac{25 + 1,25 * \left(\frac{3,15}{20}\right)}{0,4}$$

$$\lambda_{1x} = 63,0$$

Como $\lambda_{1x} > \lambda_x$, não há efeitos de segunda ordem em x. Fazendo a verificação em y:

$$l_{ey} \leq \begin{cases} l_{0y} + h_y = (310 - 45) + 55 = 320 \text{ cm} \\ l = 310 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow l_{ey} = 310 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 3,46 * \frac{310}{55} = 19,5$$

Já se sabe que não há efeito de segunda ordem em y pois o valor de λ_y é menor que o mínimo possível para λ_{1y} , que é 35. Assim, como não há efeitos de segunda ordem em nenhuma direção, as situações de cálculo são apenas 3, como demonstrado na Tabela 75 a seguir.

Tabela 69 - P75: Situações de Cálculo

	TOPO = BASE	INTERMEDIÁRIO	
SITUAÇÃO	I	II	III
Nd	2165,80	2165,80	2165,80
Mxd	68,32	45,48	0,00
Myd	0,00	0,00	68,22

Fonte: Do autor

Com os diâmetros adotados de armaduras longitudinais como 20 mm e de armadura transversais 6,3 mm, estima-se d' :

$$d' = c + \emptyset_t + \frac{\emptyset_l}{2} = 3 + 0,63 + \frac{2,0}{2} = 4,63 \text{ cm}$$

Assim:

$$\frac{d'}{h_x} = \frac{4,63}{20} = 0,23$$

$$\frac{d'}{h_y} = \frac{4,63}{55} = 0,08$$

Com estes valores, adotou-se o ábaco 4B da relação de ábacos de Pinheiro, Baraldi & Porem (2009), que possui valor de 0,25 para $\frac{d'}{h_x}$ e 0,10 para $\frac{d'}{h_y}$. Para utilizar o ábaco é preciso calcular também o valor de v , portanto:

$$v_d = \frac{N_d}{b * h * f_{cd}} = \frac{2165,8}{20 * 55 * \left(\frac{3,0}{1,4}\right)}$$

$$v_d = 0,92$$

Utilizando as fórmulas de μ_x e μ_y disponível no próprio ábaco e entrando com esses valores nos quadrantes $v_d = 0,8$ e $v_d = 1,0$, obtêm-se os seguintes valores:

Tabela 70 - P75: Dados de Saída do Ábaco 4B

	TOPO = BASE	INTERMEDIÁRIO	
SITUAÇÃO	I	II	III
Nd	2165,80	2165,80	2165,80
Mxd	68,32	45,48	0,00
Myd	0,00	0,00	68,22
μ_x	0,14	0,10	0,00
μ_y	0,00	0,00	0,05
ω_1	0,55	0,28	0,10
ω_2	0,75	0,49	0,30

Fonte: Do autor

Fazendo a interpolação dos valores de ω da situação de cálculo mais crítica para o valor de v calculado:

$$\frac{\omega - \omega_1}{v_d - 0,8} = \frac{\omega_2 - \omega_1}{1,0 - 0,8}$$

$$\omega = \frac{(0,75 - 0,55) * (0,92 - 0,8)}{1,0 - 0,8} + 0,55$$

$$\omega = 0,67$$

Portanto, a área de armadura longitudinal total é:

$$A_{s,tot} = \frac{\omega * A_c * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,67 * 20 * 55 * \left(\frac{3,0}{1,4}\right)}{\left(\frac{50}{1,15}\right)}$$

$$A_{s,tot} = 36,3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A'_s = \frac{A_{s,tot}}{2} = \frac{36,3}{2}$$

$$A_s = A'_s = 18,1 \text{ cm}^2$$

Sabendo que as barras de diâmetro 20 mm possuem área unitária de 3,1 cm², então:

$$A_{s,ef} = 3,1 * 20 = 62,8 \text{ cm}^2$$

Este valor de armadura efetiva excede em dobro o valor de armadura total necessária, porém, o próximo ábaco com menos barras e valores de entrada próximos ao

do projeto possui apenas 8 barras, ou seja, 4 barras por face. Por esta razão, resolveu-se adotar uma solução meio termo entre as duas opções, de 12 barras com 6 barras por face. Assim:

$$A_{s,ef} = 3,1 * 12 = 37,7 \text{ cm}^2$$

Foi verificado que os valores de armadura necessária total ao usar o ábaco de 8 barras não destoa muito do valor para o ábaco de 20 barras, por isso é seguro fazer esta “interpolação” entre os ábacos.

5.3.2.4 Detalhamento de Armaduras

Verificando área de armaduras longitudinais e diâmetros limites:

$$A_{s,min} = \frac{0,15N_d}{f_{yd}} \geq 0,4\%A_c$$

$$A_{s,min} = \frac{0,15 * 2165,8}{\left(\frac{50}{1,15}\right)} \geq 0,4\%20 * 55$$

$$A_{s,min} = 7,5 \text{ cm}^2 \geq 4,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,máx} = 8\% A_c = 8\% * 20 * 55 = 88 \text{ cm}^2$$

Área de armadura longitudinal está dentro dos limites prescritos por norma.

$$\begin{aligned} \varnothing_l &\geq 10 \text{ mm} \\ \varnothing_l &\leq \frac{1}{8}b = \frac{1}{8} * 20 \\ \varnothing_l &\leq 2,5 \text{ cm} \end{aligned}$$

Os diâmetros das barras longitudinais estão de acordo.

Verificação dos espaçamentos entre barras longitudinais:

$$a_h \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \varnothing_l \\ 1,2 d_{agreg} \end{cases} \quad e \quad a_h \leq \begin{cases} 2b \\ 40 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a_h \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ 2,0 \\ 1,2 * 1,9 = 2,28 \end{cases} \quad e \quad a_h \leq \begin{cases} 2 * 20 = 40 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{cases}$$

Espaçamento horizontal calculado:

$$a_h = \frac{b - 2 * c - 2 * \varnothing_t - \varnothing_l * n / face_y}{n / face_y - 1}$$

$$a_h = \frac{20 - 2 * 3 - 2 * 0,63 - 2,0 * 2}{2 - 1}$$

$$a_h = 9 \text{ cm}$$

Espaçamento vertical calculado:

$$a_v = \frac{h - 2 * c - 2 * \varnothing_t - \varnothing_l * n / face_x}{n / face_x - 1}$$

$$a_v = \frac{55 - 2 * 3 - 2 * 0,63 - 2,0 * 6}{6 - 1}$$

$$a_v = 7 \text{ cm}$$

Portanto, ambos os espaçamentos entre armaduras longitudinais estão satisfazendo os limites impostos pela NBR 6118:2014.

Verificação do diâmetro e espaçamento dos estribos:

$$\varnothing_t \geq \begin{cases} 5,0 \text{ mm} \\ \varnothing_l = \frac{2,0}{4} = 0,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s_t \geq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b = 20 \text{ cm} \\ 12\varnothing_l = 12 * 2 = 24 \text{ cm} \end{cases}$$

O diâmetro para a barra de armadura transversal está adequado e o espaçamento entre estribos adotado será o máximo permitido, 20 cm.

Quantidade de estribos:

$$Q = \frac{l}{s_t} = \frac{310}{20}$$

$$Q = 15,5 \rightarrow 15 \text{ estribos.}$$

Definindo o comprimento da espera de armadura para o pavimento superior:

$$l_{0c} = l_{b,nec} \geq l_{0c,min}$$

$$f_{bd} = \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * f_{ctd}$$

$$f_{bd} = 2,25 * 1,00 * 1,00 * 1,45 = 3,26 \text{ MPa}$$

$$l_b = \frac{\emptyset_l}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$$

$$l_b = \frac{2,0}{4} * \frac{\left(\frac{50}{1,15}\right)}{3,26} = 66,71 \text{ cm}$$

$$l_{b,nec} = \alpha * l_b * \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}}$$

$$l_{b,nec} = 1,0 * 66,71 * \frac{36,26}{37,70} = 64,0 \text{ cm}$$

$$l_{oc,min} \geq \begin{cases} 0,6l_b = 0,6 * 66,71 = 40,0 \text{ cm} \\ 15\emptyset_l = 15 * 2 = 30 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Conclui-se, portanto, que as esperar estão com comprimento que respeitam o mínimo prescrito pela norma.

Cálculo do comprimento dos estribos:

$$l_{reto} = l_{livre} - 8 * (2,5 * \emptyset_t)$$

$$l_{reto} = [2 * (20 - 2 * 3) + 2 * (55 - 2 * 3)] - 8 * (2,5 * 0,63)$$

$$l_{reto} = 113,40 \text{ cm}$$

$$l_{curva} = \frac{\pi * D}{4} = \frac{\pi * (3 * \emptyset_t + \emptyset_t)}{4}$$

$$l_{curva} = \frac{\pi * (3 * 0,63 + 0,63)}{4} = 1,98 \text{ cm}$$

Como mencionado, os ganchos dos estribos o maior dos valores entre $10\emptyset_t$ e 7 cm, neste caso o maior valor é 7 cm.

$$l_{estr} = l_{reto} + 3 * l_{curva} + 2 * l_g = 113,4 + 3 * 1,98 + 2 * (7 + 1,98)$$

$$l_{estr} = 137 \text{ cm}$$

Comprimento estimado dos estribos complementares:

$$l_{livre} = b - 2 * c - 2 * \emptyset_t = 20 - 2 * 3 - 2 * 0,63$$

$$l_{livre} = 12,74 \text{ cm}$$

$$l_{reto} = l_{livre} - 2 * \emptyset_l = 12,74 - 2 * 2,0 = 8,74 \text{ cm}$$

$$l_{curva} = \frac{\pi * D}{4} = \frac{\pi * (3 * \emptyset_t + \emptyset_t)}{4}$$

$$l_{curva} = \frac{\pi * (3 * 0,63 + 0,63)}{4} = 1,98 \text{ cm}$$

Adotando 3 cm para comprimento do prolongamento dos ganchos:

$$l_g = 3 + l_{curva} = 3 + 1,98 = 4,98 \text{ cm}$$

Comprimento final:

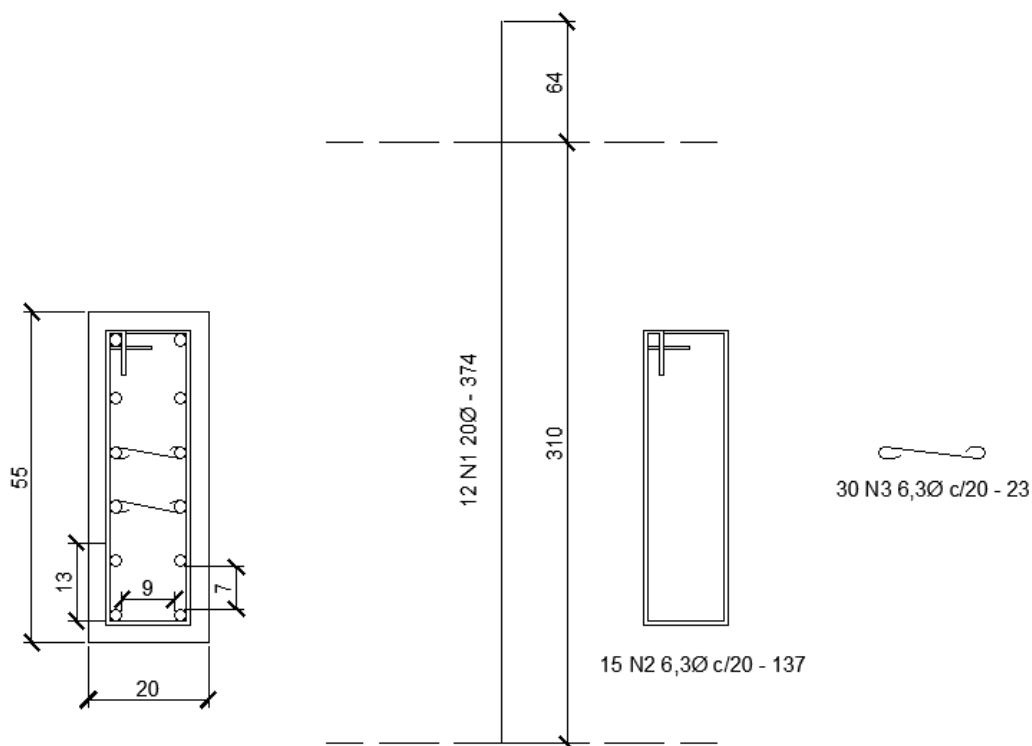
$$l_{estr,sup} = l_{reto} + 2 * l_{curva} + 2 * l_g$$

$$l_{estr,sup} = 8,74 + 2 * 1,98 + 2 * 4,98 \cong 23 \text{ cm}$$

5.3.2.5 Resultados

Segue abaixo na Figura 40 o desenho do detalhamento do pilar P75.

Figura 39 - P75: Detalhamento do Pilar



Fonte: Do autor

Pelo detalhamento, pode-se perceber que há a necessidade de 2 estribos suplementares a cada ramo de estribo, pois 2 barras longitudinais por face estão distantes

além do comprimento limite para se dispensar estribos complementares, que no caso é $20\phi_t = 12,6$ cm.

Logo abaixo estão apresentados na Tabela 77 e Tabela 78 a lista de aço e o quadro resumo para o pilar 75.

Tabela 71 - P75: Lista de Aço

AÇO	Ø (mm)	N	QTD.	COMPRIMENTO	
				UNITÁRIO (cm)	TOTAL (m)
CA-50	6,3	2	15	137	20,55
		3	30	23	6,9
	20	1	12	374	44,88

Fonte: Do autor

Tabela 72 - P75: Quadro Resumo

AÇO	Ø (mm)	COMPRIMENTO TOTAL (m)	MASSA/m (kg/m)	MASSA TOTAL +10% (kg)
CA-50	6,3	27,45	0,245	7,39
	20	44,88	2,466	121,75

Fonte: Do autor

5.3.3 Pilar P69 (Canto)

Como mencionado no início do capítulo de pilares, item 5.3, o pavimento tipo B não apresenta pilar de canto, portanto o pilar pego como exemplo foi o pilar 69 do pavimento pilotis. Por se tratar de um pavimento que não está sendo dimensionado, não há levantamento de carregamentos neste pavimento, portanto as forças normais e momentos de solidariedade oriundos das vigas precisarão ser estimados. Mais uma vez salienta-se que procedimentos já explorados e detalhados em itens anteriores serão expostos nesta seção de forma mais direta.

5.3.3.1 Pré-dimensionamento

Como já adotado para os outros pilares exemplo, o pré-dimensionamento das dimensões deste pilar foi feito através do método da área de influência, sugerido por Alva (2014). Portanto, para o P69:

$$A_i = 4,39 \text{ m}^2$$

$$(g + q) = 12 \text{ kN}$$

$$n = 11 \text{ pavimentos}$$

$$N = A_i * (g + q) * n = 4,39 * 12 * 11$$

$$N = 579,48 \text{ kN}$$

Este é um pilar de canto, portanto a força normal deve ser multiplicada pelo coeficiente γ de valor 2,5.

$$N_d^* = N * \gamma = 579,48 * 2,5$$

$$N_d^* = 1448,7 \text{ kN}$$

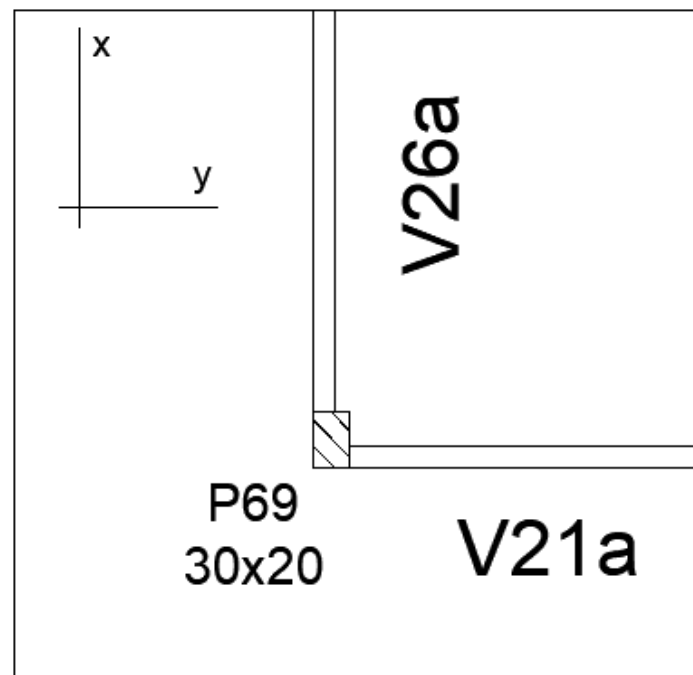
Determinação da área da seção:

$$A_c = \frac{N_{sd}^*}{0,85f_{cd} + \rho * \sigma_s}$$

$$A_c = \frac{1448,7}{0,85 * 2,14 + 0,02 * 42} = 544,7 \text{ cm}^2$$

Portanto, as dimensões escolhidas para esse pilar foram 30x20 cm, o que respeita o mínimo de 19 cm de norma, totalizando numa área de 600 cm², que respeita o mínimo de 360 cm² prescrito na NBR6118:2014. A seguir, na Figura 41, está representada a situação do pilar P69 na planta de formas e o sistema de coordenadas adotado.

Figura 40 - P69: Situação na Planta de Fôrmas



Fonte: Do autor

5.3.3.2 Carregamentos

Os esforços normais foram estimados também pelo método da área de influência, que foi o mesmo adotado para os demais exemplos de pilares quando não se tinha o modelo estrutural da viga. Para este pilar, há 3 áreas de influências distintas, portanto 3 cargas normais diferentes, conforme a Tabela 79 abaixo.

Tabela 73 - P69: Força Normal Estimada pela Área de Influência

PAVIMENTO	A_i (m ²)	(g+q)	ESFORÇO NORMAL (kN)
TIPO B1 - ATICO	7,2	12,0	86,5
TIPO A	10,9	12,0	130,7
TÉRREO - PILOTIS	4,4	12,0	52,7

Fonte: Do autor

Entretanto, para determinar os momentos de solidariedade entre pilar e viga, que geralmente são significativos em pilar de canto e não podem ser desprezados, será utilizado procedimento especificado pela NBR6118:2014 em seu item 14.6.6.1. Primeiramente calcula-se uma rigidez r para as vigas e pilares, da seguinte forma:

$$r_i = I_i/L_i$$

Então multiplicar o momento de engaste perfeito proveniente do carregamento suportado pela viga por uma das seguintes relações:

$$\text{Para viga: } M_{sol.} = M_{EP} * \frac{r_{inf} + r_{sup}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}}$$

$$\text{Para tramo superior do pilar: } M_{sol.} = M_{EP} * \frac{r_{sup}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}}$$

$$\text{Para tramo inferior do pilar: } M_{sol.} = M_{EP} * \frac{r_{inf}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}}$$

Para determinar o momento de engastamento perfeito, foi realizado para as vigas do pavimento térreo e pilotis a determinação dos carregamentos aplicados nessas vigas provenientes do seu peso próprio e da influência das lajes, através do método das linhas de ruptura, que já foi previamente demonstrado no item 5.2.1.2 deste trabalho. Para estas vigas, os carregamentos determinados foram os seguintes:

Tabela 74 - P69: Determinação do Carregamento das Vigas Vinculadas

VIGA	REAÇÃO DA LAJE (kN/m)			CARGA PERMANENTE (g) (kN/m)	CARGA ACIDENTAL (q) (kN/m)	CARGA TOTAL (P) (kN/m)
	PERMANENTE	ACIDENTAL	TOTAL			
V21a	2,79	2,39	5,17	7,31	1,50	13,99
V26a	1,91	1,64	3,55	7,24	1,50	12,29

Fonte: Do autor

Para as vigas vinculadas ao pilar P69 nos outros pavimentos, foi adotado um valor de carregamento total distribuído de 15kN/m, um valor julgado como seguro pelo autor, tendo em vista que o maior carregamento calculado pelo método das linhas de ruptura foi de 13,99 kN/m.

Portanto, demonstrando a determinação do momento de solidariedade da viga 21 tramo a, têm-se:

$$\text{Viga: } b = 12 \text{ cm ; } h = 45 \text{ cm ; } L = 4,59 \text{ m}$$

$$\text{Pilar (superior = inferior): } b = 20 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm} ; L = \frac{3,10}{2} = 1,55 \text{ m}$$

$$r_{viga} = \frac{\left(\frac{12 * 45^3}{12}\right)}{459} = 199 \text{ cm}^3$$

$$r_{sup=inf} = \frac{\left(\frac{30 * 20^3}{12}\right)}{155} = 129 \text{ cm}^3$$

$$\text{Na viga: } M_{sol} = \frac{13,99 * 4,59^2}{12} * \frac{129 + 129}{199 + 129 + 129} = 13,84 \text{ kNm}$$

$$\text{No pilar: } M_{sol} = \frac{13,99 * 4,59^2}{12} * \frac{129}{199 + 129 + 129} = 6,92 \text{ kNm}$$

Desta forma determinou-se o momento de solidariedade no pilar P69 em cada pavimento onde a configuração de vigas era diferente. O resultado desse levantamento de carregamentos está disposto na Tabela 81 a seguir.

Tabela 75 - P69: Determinação dos Momentos Fletores Solicitantes

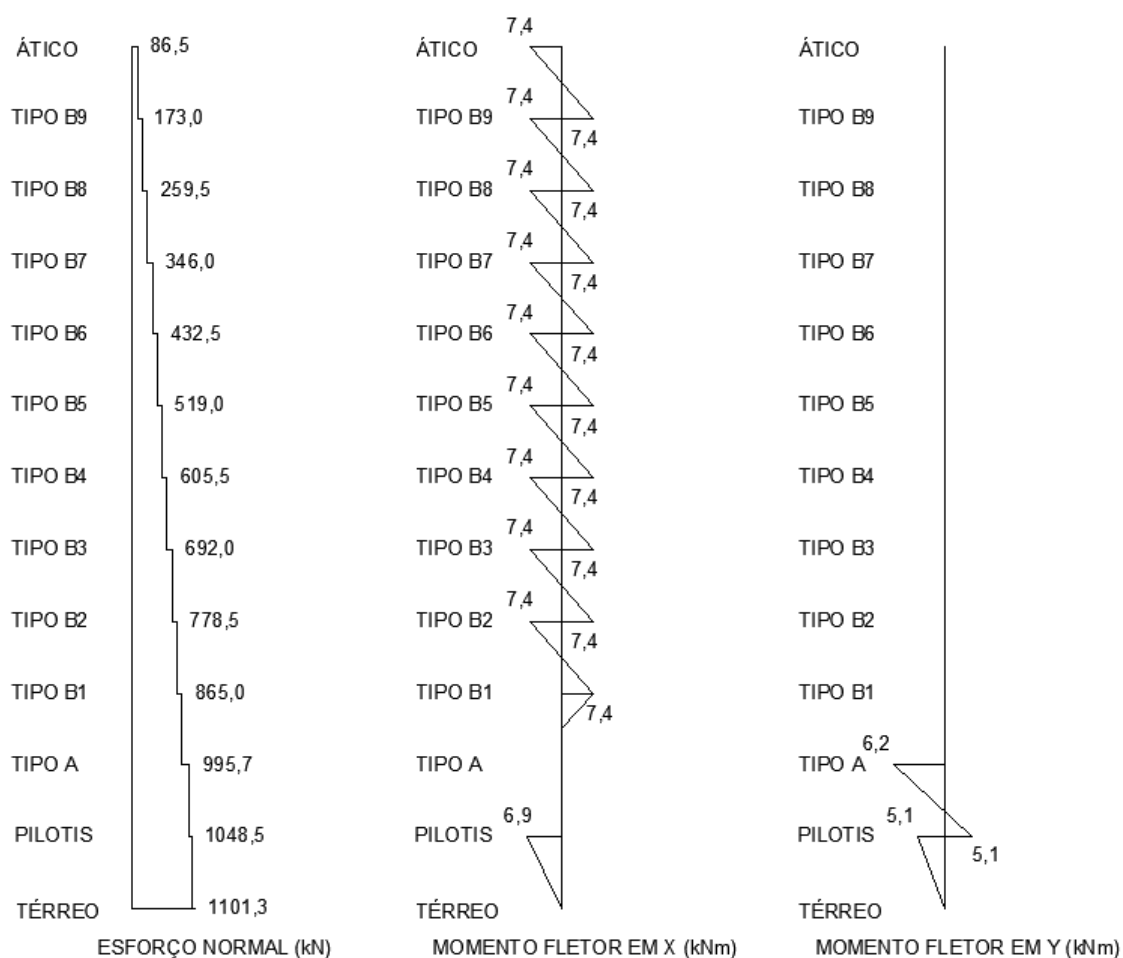
PAVIMENTO	MOMENTO FLETOR EM X (kNm)	MOMENTO FLETOR EM Y (kNm)
TIPO B1 - ATICO	7,4	0,0
TIPO A	0,0	6,2
TÉRREO - PILOTIS	6,9	5,1

Fonte: Do autor

Percebe-se que neste caso, mesmo se tratando de um pilar de canto, os momentos fletores estimados também não são expressivos.

Os esforços solicitantes ao longo de todos os pavimentos estão demonstrados na Figura 42 a seguir.

Figura 41 - P69: Esforços Solicitantes Nos Pavimentos



Fonte: Do autor

Observando os diagramas nota-se que há descontinuidades nos momentos fletores. Isso acontece pois ao longo da extensão do prédio, o pilar ora é de canto, ora é de bordo.

O dimensionamento deste pilar será feito considerando o trecho entre o pavimento pilotis e tipo A, onde ele é considerado um pilar de canto de fato.

5.3.3.3 Dimensionamento das Armaduras Longitudinais

Neste exemplo, temos 3 regiões no pilar carregadas de forma diferente, devido a mudança dos momentos fletores de um pavimento para o outro. Determinando os esforços de primeira ordem de cálculo para cada uma dessas regiões:

Topo:

$$N_d = 1,4 * N = 1,4 * 1048,5$$

$$N_d = 1467,9 \text{ kN}$$

$$M_{1xd} = M_{1xd,\text{mín}} = N_d * (0,015 + 0,03h_x) = 1467,9 * (0,015 + 0,03 * 0,2)$$

$$M_{1xd} = 30,83 \text{ kNm}$$

$$M_{1yd} = 1,4 * M_y = 1,4 * 6,2$$

$$M_{1yd} = 8,68 \text{ kNm}$$

$$M_{1yd,\text{mín}} = N_d * (0,015 + 0,03h_y) = 1467,9 * (0,015 + 0,03 * 0,3) = 35,23 \text{ kNm}$$

$$\rightarrow M_{1yd} = M_{1yd,\text{mín}} = 35,23 \text{ kNm}$$

Intermediário:

$$N_d = 1,4 * N = 1,4 * 1048,5$$

$$N_d = 1467,9 \text{ kN}$$

$$M_{1xd} = M_{1xd,\text{mín}} = 30,83 \text{ kNm}$$

$$M_{1yd} = M_{1yd,\text{mín}} = 35,23 \text{ kNm}$$

Base:

$$N_d = 1,4 * N = 1,4 * 1048,5$$

$$N_d = 1467,9 \text{ kN}$$

$$M_{1xd} = 1,4 * M_x = 1,4 * 6,9$$

$$M_{1xd} = 9,66 \text{ kNm}$$

$$M_{1xd,\text{mín}} = 30,83 \text{ kNm} \rightarrow M_{1xd} = M_{1xd,\text{mín}}$$

$$M_{1yd} = 1,4 * M_y = 1,4 * 5,1$$

$$M_{1yd} = 7,14 \text{ kNm}$$

$$M_{1yd,\text{mín}} = 35,23 \text{ kNm} \rightarrow M_{1yd} = M_{1yd,\text{mín}}$$

Pode-se observar que, mesmo ocorrendo momentos fletores solicitantes no pilar, todos os esforços de fletores de primeira ordem foram inferiores ao valor mínimo.

Verificando se há efeitos de segunda ordem:

$$l_{ex} \leq \begin{cases} l_{0x} + h_x = (310 - 45) + 20 = 285 \text{ cm} \\ l = 310 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow l_{ex} = 285 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = 3,46 * \frac{l_{ex}}{h_x} = 3,46 * \frac{285}{20}$$

$$\lambda_x = 49,3$$

$\alpha_b = 1,0 \rightarrow$ Esforços fletores mínimos maiores que os solicitantes

$$e_{1x} = \frac{M_{1xd}}{N_d} = \frac{30,83}{1467,9} = 2,10 \text{ cm}$$

$$\lambda_{1x} = \frac{25 + 12,5 * \left(\frac{e_{1x}}{h_x}\right)}{\alpha_b} = \frac{25 + 12,5 * \left(\frac{2,10}{20}\right)}{1,0}$$

$$\lambda_{1x} = 26,31 \rightarrow \lambda_{1x} = 35$$

$\lambda_x > \lambda_{1x}$, portanto há efeitos de segunda ordem em x.

$$l_{ey} \leq \begin{cases} l_{0y} + h_y = (310 - 35) + 30 = 305 \text{ cm} \\ l = 310 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow l_{ey} = 305 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 3,46 * \frac{l_{ey}}{h_y} = 3,46 * \frac{305}{30}$$

$$\lambda_y = 35,2$$

$\alpha_b = 1,0 \rightarrow$ Esforços fletores mínimos maiores que os solicitantes

$$e_{1y} = \frac{M_{1yd}}{N_d} = \frac{35,23}{1467,9} = 2,40 \text{ cm}$$

$$\lambda_{1y} = \frac{25 + 12,5 * \left(\frac{e_{1y}}{h_y}\right)}{\alpha_b} = \frac{25 + 12,5 * \left(\frac{2,40}{30}\right)}{1,0}$$

$$\lambda_{1y} = 25,1 \rightarrow \lambda_{1y} = 35$$

$\lambda_y > \lambda_{1y}$, portanto há efeitos de segunda ordem em y.

Neste caso, há momentos fletores de segunda ordem atuando em ambas as direções, portanto para as duas direções deve ser calculado um $M_{d,tot}$.

Calculando os momentos de segunda ordem:

$$v_d = \frac{1467,9}{20 * 30 * \left(\frac{3,0}{1,4}\right)} = 1,14$$

$$M_{2xd} = N_d * \frac{l_{ex}^2}{10} * \frac{0,005}{(v_d + 0,5) * h_x} = 1467,9 * \frac{285^2}{10} * \frac{0,005}{(1,14 + 0,5) * 20}$$

$$M_{2xd} = 18,16 \text{ kNm}$$

$$M_{xd,tot} = \alpha_b * M_{1xd} + M_{2xd} = 1,0 * 30,83 + 18,16$$

$$M_{xd,tot} = 48,98 \text{ kNm}$$

$$M_{2yd} = N_d * \frac{l_{ey}^2}{10} * \frac{0,005}{(v_d + 0,5) * h_y} = 1467,9 * \frac{305^2}{10} * \frac{0,005}{(1,14 + 0,5) * 30}$$

$$M_{2yd} = 13,86 \text{ kNm}$$

$$M_{yd,tot} = \alpha_b * M_{1yd} + M_{2yd} = 1,0 * 35,23 + 13,86$$

$$M_{yd,tot} = 49,09 \text{ kNm}$$

Como os esforços de momentos fletores foram todos iguais ao mínimo, só há 4 situações de cálculo para esse pilar, pois há também dois casos em vão intermediário devido aos efeitos de segunda ordem. As situações de cálculo para o pilar P69 estão representadas na Tabela 82 abaixo.

Tabela 76 - P69: Situações de Cálculo

SITUAÇÃO	TOPO = BASE		INTERMEDIÁRIO	
	I	II	III	IV
Nd	1467,90	1467,90	1467,90	1467,90
Mxd	30,83	0,00	48,98	0,00
Myd	0,00	35,23	0,00	49,09

Fonte: Do autor

Sabendo que os diâmetros de armadura longitudinal e transversal adotados são 20 mm e 6,3 mm, respectivamente, têm-se:

$$d' = c + \varnothing_t + \frac{\varnothing_l}{2} = 3 + 0,63 + \frac{2,0}{2} = 4,63 \text{ cm}$$

Logo:

$$\frac{d'}{h_x} = \frac{4,63}{20} = 0,23$$

$$\frac{d'}{h_y} = \frac{4,63}{30} = 0,15$$

Para este caso, o ábaco escolhido foi o 8B, com 8 barras, sendo 4 barras por face.

Após calcular os valores de μ_x e μ_y através de expressões indicadas no próprio ábaco, chegou-se aos seguintes resultados:

Tabela 77 - P69: Situações de Cálculo e Dados de Saída do Ábaco

SITUAÇÃO	TOPO = BASE		INTERMEDIÁRIO	
	I	II	III	IV
Nd	1467,90	1467,90	1467,90	1467,90
Mxd	30,83	0,00	48,98	0,00
Myd	0,00	35,23	0,00	49,09
μ_x	0,12	0,00	0,19	0,00
μ_y	0,00	0,14	0,00	0,19
ω_1	0,55	0,65	0,85	0,88
ω_2	0,75	0,80	1,05	1,04

Fonte: Do autor

Fazendo a interpolação dos valores de ω :

$$\frac{\omega - \omega_1}{\omega_2 - \omega_1} = \frac{\mu_y - \mu_{y1}}{\mu_{y2} - \mu_{y1}}$$

$$\omega = \frac{(1,05 - 0,85) * (1,14 - 1,0)}{1,2 - 1,0} + 0,85$$

$$\omega = 0,99$$

Então calcula-se a área de armaduras total e dividida:

$$A_{s,tot} = \frac{\omega * A_c * f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,99 * 20 * 30 * \left(\frac{3,0}{1,4}\right)}{\left(\frac{50}{1,15}\right)}$$

$$A_{s,tot} = 29,3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A'_s = \frac{A_{s,tot}}{2} = \frac{52,8}{2}$$

$$A_s = A'_s = 26,4 \text{ cm}^2$$

Calculando a área efetiva para a solução com 8 barras:

$$A_{s,ef} = 3,1 * 8 = 25,1 \text{ cm}^2$$

Devido ao valor da área efetiva não ser próximo o bastante do valor de armadura necessária total, resolveu-se adotar uma solução com 10 barras, sendo 5 por face. Assim:

$$A_{s,ef} = 3,1 * 10 = 31,4 \text{ cm}^2$$

5.3.3.4 Detalhamento de Armaduras

Verificando áreas de armadura longitudinal máxima e mínima:

$$A_{s,min} = \frac{0,15N_d}{f_{yd}} = 0,15 * \frac{1467,9}{\left(\frac{50}{1,15}\right)} = 5,1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} \geq 0,4\% * A_c = 0,4\% * 20 * 30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

Logo, a armadura longitudinal respeita os limites máximo e mínimos descritos na NBR6118:2014.

Verificação do diâmetro e espaçamento das armaduras longitudinais:

$$\emptyset_l \geq 10mm$$

$$\emptyset_l \leq \frac{1}{8}b = \frac{1}{8} * 20$$

$$\emptyset_l \leq 2,5 \text{ cm}$$

$$a_h \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ 2,0 \text{ cm} \\ 1,2 * 1,9 = 2,28 \text{ cm} \end{cases} \quad e \quad a_h \leq \begin{cases} 2 * 20 = 40 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{cases}$$

Cálculo dos espaçamentos entre barras longitudinais horizontal e vertical:

$$a_h = \frac{b - 2 * c - 2 * \emptyset_t - \emptyset_l * n/face_y}{n/face_y - 1}$$

$$a_h = \frac{20 - 2 * 3 - 2 * 0,63 - 2,0 * 2}{2 - 1}$$

$$a_h = 9 \text{ cm}$$

$$a_v = \frac{h - 2 * c - 2 * \emptyset_t - \emptyset_l * n/face_x}{n/face_x - 1}$$

$$a_v = \frac{30 - 2 * 3 - 2 * 0,63 - 2,0 * 5}{5 - 1}$$

$$a_v = 3 \text{ cm}$$

Verificação do diâmetro e espaçamentos das armaduras transversais:

$$\emptyset_t \geq \begin{cases} 5,0 \text{ mm} \\ \frac{\emptyset_l}{4} = \frac{2,0}{4} = 0,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s_t \geq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b = 20 \text{ cm} \\ 12\emptyset_l = 12 * 2 = 24 \text{ cm} \end{cases}$$

Quantidade de estribos:

$$Q = \frac{l}{s_t} = \frac{310}{20}$$

$$Q = 15,5 \rightarrow 15 \text{ estribos.}$$

Cálculo do comprimento da espera para o pavimento superior:

$$l_{0c} = l_{b,nec} \geq l_{0c,min}$$

$$f_{bd} = \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * f_{ctd}$$

$$f_{bd} = 2,25 * 1,00 * 1,00 * 1,45 = 3,26 \text{ MPa}$$

$$l_b = \frac{\emptyset_l}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$$

$$l_b = \frac{2,0}{4} * \frac{\left(\frac{50}{1,15}\right)}{3,26} = 66,71 \text{ cm}$$

$$l_{b,nec} = \alpha * l_b * \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}}$$

$$l_{b,nec} = 1,0 * 66,71 * \frac{29,33}{31,42} = 62,0 \text{ cm}$$

$$l_{0c,min} \geq \begin{cases} 0,6l_b = 0,6 * 66,71 = 40,0 \text{ cm} \\ 15\emptyset_l = 15 * 2 = 30 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Comprimento de estribos e estribos complementares:

$$\begin{aligned}
 l_{reto} &= l_{livre} - 8 * (2,5 * \varnothing_t) \\
 &= [2 * (20 - 2 * 3) + 2 * (30 - 2 * 3)] - 8 * (2,5 * 0,63) \\
 l_{reto} &= 63,40 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 l_{curva} &= \frac{\pi * D}{4} = \frac{\pi * (3 * \varnothing_t + \varnothing_t)}{4} \\
 l_{curva} &= \frac{\pi * (3 * 0,63 + 0,63)}{4} = 1,98 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

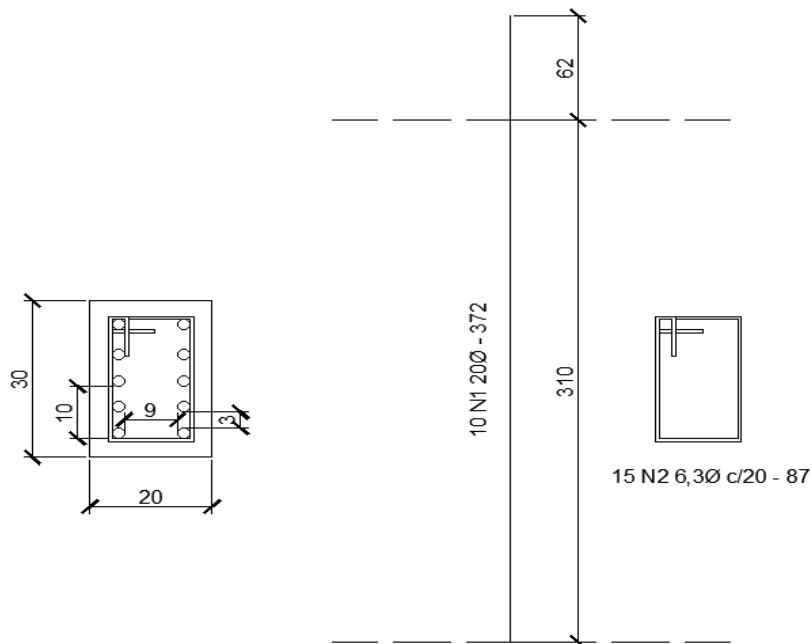
$$l_g \geq \begin{cases} 10\varnothing_t = 6,3 \text{ cm} \\ 7 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow l_g = 7 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 l_{estr} &= l_{reto} + 3 * l_{curva} + 2 * l_g = 63,4 + 3 * 1,98 + 2 * (7 + 1,98) \\
 l_{estr} &= 83 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

5.3.3.1 Resultados

O detalhamento do pilar P69 pode ser conferido na Figura 43 a seguir.

Figura 42 - P69: Detalhamento do Pilar



Fonte: Do autor

Observando o detalhamento do P69, nota-se que as barras longitudinais não necessitarão estribos suplementares pois elas não estão a uma distância maior que $20\phi_t = 12,6 \text{ cm}$ do canto do pilar.

A lista de aço e o quadro resumo estão representados a seguir nas Tabela 84 e Tabela 85, respectivamente.

Tabela 78 - P69: Lista de Aço

AÇO	ϕ (mm)	N	QTD.	COMPRIMENTO	
				UNITÁRIO (cm)	TOTAL (m)
CA-50	6,3	2	15	83	12,45
	20	1	10	363	36,3

Fonte: Do autor

Tabela 79 - P69: Quadro Resumo

AÇO	ϕ (mm)	COMPRIMENTO TOTAL (m)	MASSA/m (kg/m)	MASSA TOTAL +10% (kg)
CA-50	6,3	12,45	0,245	3,35
	20	36,30	2,466	98,47

Fonte: Do autor

6 PROCEDIMENTO COMPUTACIONAL

6.1 INTRODUÇÃO AO SOFTWARE EBERICK V10®

O Eberick V10® é desenvolvido e distribuído pela empresa AltoQi, e se trata de um dos programas mais utilizados no Brasil atualmente para dimensionamento de estruturas de concreto armado moldado in loco e pré-moldado. Neste software é possível realizar as etapas de lançamento da estrutura, análise linear para a obtenção de esforços e deslocamentos da estrutura, dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais. Além disso, o programa está dividido em módulos, o que proporciona maior poder de customização do projeto de acordo com as necessidades do projetista. O software possui uma interface amigável e comandos intuitivos, pois se assemelha em alguns pontos aos softwares de desenho mais utilizados, proporcionando assim a fácil adaptação ao programa. Para maior aprendizado sobre o uso da ferramenta, foram assistidas palestras e tutoriais fornecidas gratuitamente pela própria empresa AltoQi em seus canais de mídia.

6.2 MODELO DE ANÁLISE COMPUTACIONAL E MODIFICAÇÕES

O programa trabalha utilizando a analogia de grelhas, onde discretiza toda a estrutura em forma de grelhas igualmente espaçadas. Este modelo de análise não é exato, porém com o devido espaçamento entre grelhas, definição que é possível alterar no próprio programa, é possível obter valores de esforços bem próximos da realidade.

Em questão da obtenção dos esforços de cálculo, o software calcula a estrutura como um todo como pórtico espacial, diferentemente do que foi utilizado no dimensionamento manual, onde são considerados elementos isolados sobre apoios indeslocáveis. Para aproximar o modelo computacional ao modelo manual, desabilitou-se a opção de verificar os efeitos da não-linearidade geométrica através do processo P-Delta.

6.3 DADOS DE ENTRADA

É preciso também verificar e modificar, caso necessário, alguns dados de entrada conforme o que será utilizado no projeto. Neste momento, modificou-se as informações sobre a classe de agressividade do ambiente, a dimensão máxima característica do agregado utilizado, o tipo de concreto que será utilizado nos elementos estruturais analisados, os cobrimentos de cada elemento e os diâmetros das armaduras que podem ser utilizados na estrutura.

Figura 43 - Eberick: Definições de Materiais e Durabilidade

Materiais e durabilidade

Aplicação
☒ Projeto inteiro
☐ Por pavimento

Pavimento
 Teto Reserv.
 Máq. e Reserv. 2
 Máq. e Reserv. 1
 Cobert. Alco
 Alco
 Tipo B 9
 Tipo B 8
 Tipo B 7
 Tipo B 6
 Tipo B 5
 Tipo B 4
 Tipo B 3
 Tipo B 2
 Tipo B 1
 Tipo A
 Pilotis
 Térreo

Avisos
 Todas as informações estão definidas corretamente
 Detalhes...

Geral
 Classe de agressividade: II (moderada) ...
 Dimensão do agregado: 19 mm
☐ Controle rigoroso nas dimensões dos elementos
☐ Considerar redução no cobrimento para peças com fck acima do requerido para a classe de agressividade

Abertura máxima das fissuras
 Contato com o solo: 0.2 mm
 Contato com a água: 0.1 mm
 Demais peças: 0.3 mm
 Combinações: Frequentes

Elementos

	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	Cobrimento (contato com o solo)	
Vigas	C-30	3 cm	3 cm	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-30	3 cm	3 cm	4.5 cm	Bitolas...
Lajes	C-30	2.5 cm		3 cm	Bitolas...
Reservatórios	C-30	3 cm			Bitolas...
Blocos	C-30			4.5 cm	Bitolas...
Sapatas	C-25			4.5 cm	Bitolas...
Tubulões	C-20			4.5 cm	Bitolas...
Muros	C-25			4.5 cm	Bitolas...
Radier	C-25			4.5 cm	Bitolas...

Elementos pré-moldados

	Concreto	Cobrimento (peças externas)	
Vigas	C-25	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-25	3 cm	Bitolas...
		Etapas...	

Tipo: Pré-moldado

Fluência... Barras... Classes... OK Cancelar Ajuda

Fonte: Do autor

Há também a possibilidade de definir os dados para o cálculo da fluência do material.

Figura 44 - Eberick: Dados de Fluência

Fluência do concreto

Umidade relativa do ar	<input type="text" value="70"/>	%
Vida útil prevista	<input type="text" value="50"/>	anos
Início do carregamento	<input type="text" value="14"/>	dias
Início do carregamento das paredes	<input type="text" value="28"/>	dias

OK Cancelar Ajuda

Fonte: Do autor

Quanto às ações, deve-se verificar seus coeficientes de ponderação configurados para o software conforme o prescrito pela NBR6118:2014 em função da finalidade do uso da edificação.

Figura 45 - Eberick: Coeficientes de Ponderação das Ações Permanentes

Ações

Ações Combinações

Tipo

- Permanente
 - Peso próprio
 - Adicional
 - Solo
- Acidental
 - Subpressão
- Vento
- Desaprumo

Ação

Nome

Indicação

☒ Considerar para as lajes

Variabilidade

☒ Permanente

☐ Acidental direta

Coef. de ponderação

Desfavorável	<input type="text" value="1.40"/>
Favorável	<input type="text" value="1.00"/>
Fundações	<input type="text" value="1.00"/>
Construção	<input type="text" value="1.30"/>
Incêndio	<input type="text" value="1.20"/>

Fatores de combinação

ψ_0	=	<input type="text" value="1.00"/>
ψ_1	=	<input type="text" value="1.00"/>
ψ_2	=	<input type="text" value="1.00"/>

OK Cancelar Ajuda

Fonte: Do autor

Figura 46 - Eberick: Coeficientes de Ponderação das Ações Acidentais

Ações

Ações **Combinações**

Tipo

- Permanente
 - Peso próprio
 - Adicional
 - Solo
- Acidental
 - Água
 - Subpressão
 - Vento
 - Desaprumo

Ação

Nome: Acidental

Indicação: Q

Variabilidade:

☐ Permanente

☒ Acidental direta

☒ Considerar para as lajes

Coef. de ponderação

Desfavorável	1.40
Favorável	0.00
Fundações	1.00
Construção	1.20
Incêndio	1.00

Fatores de combinação

ψ_0	=	0.50
ψ_1	=	0.40
ψ_2	=	0.30

OK Cancelar Ajuda

Fonte: Do autor

Outra modificação feita para aproximar o procedimento computacional do manual foi definir as combinações de cálculo a serem utilizadas. Neste caso alterou-se as combinações última, quase-permanente e frequente, para que fossem as mesmas utilizadas no procedimento manual.

Figura 47 - Eberick: Combinações das Ações Utilizadas

Definir combinações

Últimas Construção Incêndio Fundações Frequentes Quase perm. Raras

1.4G1+1.4G2+1.4Q

+ - Editar

Definir combinações

Últimas Construção Incêndio Fundações Frequentes Quase perm. Raras

G1+G2+0.4Q

+ - Editar

Definir combinações

Últimas Construção Incêndio Fundações Frequentes Quase perm. Raras

G1+G2+0.3Q

+ - Editar

Fonte: Do autor

6.4 LANÇAMENTO DA ESTRUTURA

O lançamento realizado no Eberick® seguiu as mesmas considerações feitas para o dimensionamento manual, expostas no item 4.1 deste trabalho. Entretanto, para os elementos já dimensionados no processo manual, neste caso, as lajes do pavimento tipo B, a viga V75 do pavimento tipo B e as vigas V4, V10, V71, V72, V74 e V77 do pavimento tipo A os pilares P37 e P75 do pavimento tipo B e o pilar P69 do pavimento pilotis, lançou-se com as dimensões finais, para que os resultados de dimensionamento possam ser comparados. Assim, vários elementos que tiveram suas dimensões apenas estimadas no pré-dimensionamento tiveram suas dimensões corrigidas, já que as dimensões estipuladas não foram suficientes para acomodar as armaduras necessárias. Os elementos mais modificados foram as vigas, pois suas larguras mínimas de 12 cm frequentemente não foram o suficiente para a quantidade de barras de aço necessárias. Além disso, algumas lajes demandaram largura de apoio e espessuras maiores, devido ao comprimento de ancoragem necessário para suas armaduras e espaçamento entre elas, principalmente das armaduras negativas, assim fazendo com que a largura de algumas vigas aumentasse ainda mais.

Para realizar o lançamento, inicialmente deve-se indicar o nome do pavimento e a altura em que ele se encontra em relação ao pavimento inferior.

Figura 48 - Eberick: Definição dos Pavimentos

Pavimentos

	Pavimento	Altura (cm)	Nível (cm)	Lance
11	Tipo B 4	310.00	1860.00	7
12	Tipo B 3	310.00	1550.00	6
13	Tipo B 2	310.00	1240.00	5
14	Tipo B 1	310.00	930.00	4
15	Tipo A	310.00	620.00	3
16	Pilotis	310.00	310.00	2
17	Térreo	120.00	0.00	1

Título

Nível inferior cm

Nível solo cm

Lance inicial

Fonte: Do autor

Como o dimensionamento das fundações foge da proposta do trabalho, o térreo foi considerado a uma altura de 1,20 m, que corresponderia a altura dos elementos de fundação adotados para este empreendimento. Os demais pavimentos foram lançados a uma altura de 3,10 m, que corresponde ao pé direito adotado.

As figuras abaixo representam o lançamento para cada tipo de elemento estrutural lançado neste projeto.

Figura 49 - Eberick: Dados de Entrada para Pilares

Pilar

Dados do pilar

Nome Ambiente

☐ Detalhamento contínuo no lance

Modelo

Vínculo Verticalidade

Seção

Tipo

b cm h cm

b1 cm h1 cm

Ângulo de abertura °

Ângulo de rotação °

Elevação cm


☒ Manter seção constante na prumada

Capitel

☐ Usar capitel

Ângulo de rotação ° b cm

Espessura cm h cm



Fonte: Do autor

Figura 50 – Eberick: Dados de Entrada para Vigas

Viga

Dados da viga

Nome Ambiente

Seção do trecho

Tipo

bw cm h cm

bf cm hf cm

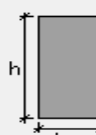
Elevação cm

☒ Manter seção constante na viga

Cargas no trecho

Carga de parede 6.08 kN/m

Carga extra kN/m



Fonte: Do autor

Figura 51 – Eberick: Dados de Entrada das Lajes

Laje

Nome Tipo Maciça Grelha...

Ambiente Externo

Cargas

Acidental kN/m² Revestimento kN/m²

Extra kN/m² Editar... Remover

Vigota protendida

Arranjo Vigota protendida com bloco cerâmico ...

Grupo Simples Altura ...

Enchimento

Tipo ...

Dimensão

Seção

Espessura cm Elevação cm

ec cm

ee cm

enx cm

eny cm

espesura

OK Cancelar Desenho... Ajuda

Fonte: Do autor

6.5 RESULTADOS E COMPARATIVO

Nesta seção serão demonstrados os resultados para o dimensionamento pelo processo computacional já os comparando com o procedimento manual, em termos de área de aço necessária, além de uma breve discussão sobre o que se pode inferir sobre os dois resultados.

6.5.1 Lajes

Os resultados do dimensionamento manual e computacional para lajes estão demonstrados nas Tabela 86 e Tabela 87 a seguir.

Tabela 80 – Comparativo Entre as Armaduras Positivas para Lajes

Laje	Cálculo Manual				Cálculo no Software					
	Eixo x		Eixo y		Eixo x			Eixo y		
	Md (kNm/m)	As (cm ² /m)	Md (kNm/m)	As (cm ² /m)	Md (kNm/m)	As (cm ² /m)	Dif %	Md (kNm/m)	As (cm ² /m)	Dif %
L1	1,02	1,20	-	0,90	1,11	0,98	-18%	1,81	1,12	24%
L2	8,02	3,23	3,55	1,57	7,72	3,10	-4%	8,29	3,95	151%
L3	3,91	1,81	3,23	1,71	11,03	4,57	152%	6,08	2,81	64%
L4	0,92	1,20	-	0,90	2,11	1,01	-16%	0,69	1,23	37%
L5	1,12	1,20	-	0,90	1,22	0,98	-18%	0,84	1,12	24%
L6	2,11	0,96	1,51	0,80	13,41	4,72	394%	1,63	1,97	145%
L7	8,18	4,08	1,83	0,99	7,59	3,04	-25%	6,57	3,06	210%
L8	2,41	1,20	-	0,90	2,49	1,13	-6%	1,05	1,12	24%
L9	3,09	1,42	-	0,90	3,66	1,16	-18%	2,16	1,26	40%
L10	5,05	2,37	3,28	1,34	20,08	6,38	169%	7,88	2,77	107%
L11	2,70	1,23	0,98	0,80	3,56	1,64	33%	3,68	1,96	144%
L12	1,50	1,20	-	0,90	3,53	1,63	36%	2,66	1,40	56%
L13	1,81	0,82	0,85	0,80	2,41	1,10	35%	1,34	1,12	39%
L14	0,92	1,20	-	0,90	2,3	1,05	-13%	1,44	1,12	24%
L15	3,00	1,37	0,87	0,80	2,85	1,16	-16%	3,04	1,26	57%
L16	2,18	0,99	1,51	0,80	1,38	0,98	-1%	0,84	1,12	39%
L17	8,18	4,08	1,83	0,99	12,95	3,96	-3%	6,30	2,09	112%
L18	1,02	1,20	-	0,90	1,15	0,98	-18%	1,21	1,12	24%
L19	2,11	0,96	1,51	0,80	2,18	1,10	15%	3,48	1,25	55%
L20	4,04	1,87	3,10	1,64	14,33	5,00	167%	5,57	3,71	126%
L21	0,92	1,20	-	0,90	2,63	1,53	28%	0,52	0,91	1%
L22	7,93	3,19	3,52	1,56	8,1	3,26	2%	8,37	3,99	157%
L23	1,04	1,20	-	0,90	1,18	0,98	-18%	0,56	1,12	24%
L24	4,85	2,27	2,51	1,31	4,18	1,94	-15%	2,47	1,29	-2%
L25	7,47	3,69	-	0,90	7,6	2,57	-30%	2,57	1,24	38%
L26	1,97	1,20	-	0,90	24,03	7,82	552%	21,52	8,44	838%
L27	7,47	3,69	-	0,90	12,26	4,28	16%	10,54	4,18	364%
L28	4,85	2,27	2,51	1,31	4,45	2,07	-9%	2,41	1,26	-4%
L29	0,71	1,20	-	0,90	1,69	0,98	-18%	1,47	1,12	24%
L30	7,49	2,95	4,50	1,94	9,37	3,82	29%	6,48	3,02	55%
L31	5,46	2,58	2,91	1,14	5,81	2,26	-12%	5,27	2,29	101%
L32	2,49	1,20	-	0,90	4,54	1,75	46%	2,35	1,16	29%
L33	4,16	1,93	-	0,90	6,11	2,96	53%	3,63	2,01	123%
L34	3,09	1,42	-	0,90	5,29	2,49	76%	2,98	1,57	74%
L35	4,82	2,26	2,17	0,81	7,31	2,12	-6%	17,66	6,25	668%
L36	0,79	0,80	0,34	0,80	-	0,90	12%	1,40	1,91	138%
L37	0,92	1,20	-	0,90	2,29	1,16	-3%	4,12	1,28	42%
L38	1,35	1,20	-	0,90	4	1,85	54%	5,05	2,81	212%
L39	0,78	0,80	0,35	0,80	0,86	0,90	12%	5,64	2,56	218%
L40	4,16	1,93	-	0,90	3,49	1,33	-31%	3,30	1,41	57%
L41	7,47	3,69	-	0,90	4,2	1,20	-67%	3,09	1,26	40%
L42	5,31	2,50	2,82	1,11	6,94	2,01	-20%	4,82	1,50	35%
L43	7,62	3,01	4,54	1,96	8,73	3,54	18%	6,88	3,22	64%
L44	0,70	1,20	-	0,90	1,8	0,98	-18%	0,72	1,12	24%
L45	4,42	2,06	4,75	2,04	6,17	2,99	45%	7,53	4,77	134%

L46	1,04	1,20	-	0,90	1,15	0,98	-18%	0,88	1,12	24%
L47	2,18	0,99	1,12	0,80	2,13	0,98	-1%	1,34	1,12	39%
L48	2,93	1,34	-	0,90	3,02	1,38	3%	1,35	1,12	24%
L49	2,09	1,20	-	0,90	2,33	1,06	-12%	0,95	1,12	24%
L50	2,74	1,25	1,06	0,80	3,47	1,60	28%	1,88	1,12	39%
L51	1,72	0,80	0,71	0,80	2,33	1,06	32%	1,07	1,12	39%
L52	5,04	2,36	2,41	1,26	2,27	1,03	-56%	3,74	1,99	58%
L53	2,93	1,34	-	0,90	3	1,38	3%	0,97	1,12	24%
L54	2,18	0,99	1,12	0,80	2,4	1,09	10%	1,19	1,12	39%
L55	4,42	2,06	4,48	2,03	6,02	2,92	42%	7,35	4,63	128%
L56	1,02	1,20	-	0,90	1,11	0,98	-18%	0,74	1,12	24%
TOTAL		98,94	TOTAL	58,65	TOTAL	117,82	19%	TOTAL	114,95	96%

Fonte: Do autor

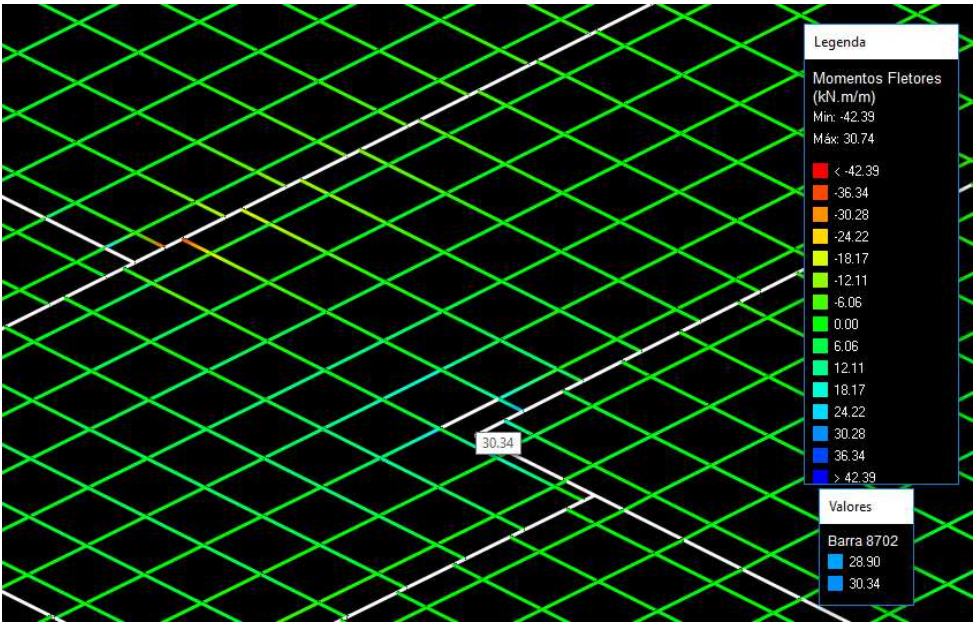
Tabela 81 - Comparativo Entre as Armaduras Negativas para Lajes

Lajes	Cálculo Manual		Cálculo no Software		
	Md (kNm/m)	As (cm ² /m)	Md (kNm/m)	As (cm ² /m)	Dif %
L2-L3	10,91	4,74	16,26	7,12	50%
L3-L4	6,20	2,47	3,73	1,72	-30%
L3-L6	6,44	2,58	17,47	7,77	201%
L6-L25	2,90	1,20	22,94	9,12	660%
L6-L7	9,45	4,01	12,02	5,03	25%
L7-L9	9,45	4,01	16,92	7,65	91%
L9-L10	7,36	2,98	0,69	1,75	-41%
L10-L26	6,01	2,39	31,25	10,94	358%
L11-L12	3,59	1,39	0,00	0,00	-100%
L12-L13	3,05	1,20	8,06	4,01	234%
L13-L15	4,78	1,87	8,24	4,11	120%
L15-L17	9,45	4,01	33,16	11,79	194%
L17-L19	9,45	4,01	3,53	1,65	-59%
L19-L20	6,30	2,52	26,21	10,49	316%
L19-L27	2,90	1,20	25,43	9,88	723%
L20-L21	6,42	2,57	2,16	1,48	-42%
L20-L22	10,81	4,69	11,20	4,74	1%
L30-L45	12,33	5,49	13,21	7,16	30%
L31-L32	7,86	3,21	18,46	8,31	159%
L34-L35	6,78	2,73	0,00	0,00	-100%
L35-L26	4,84	1,90	8,40	2,48	31%
L36-L35	1,11	1,20	33,91	11,84	887%
L36-L37	0,78	1,20	32,29	11,13	828%
L39-L40	1,10	1,20	18,39	8,27	589%
L39-L52	0,78	1,20	7,93	3,86	222%
L41-L42	7,65	3,11	31,32	10,97	253%
L42-L54	5,72	2,27	7,13	3,43	51%
L43-L55	12,39	5,52	13,50	7,35	33%
L45-L47	7,89	3,27	8,28	4,13	26%
L47-L31	5,88	2,34	12,01	6,22	166%
L50-L51	4,22	1,65	2,22	1,48	-10%
L51-L52	7,32	2,79	11,96	6,19	122%
L54-L55	8,43	3,53	8,64	4,25	20%
TOTAL		90,45	TOTAL	196,32	117%

Fonte: Do autor

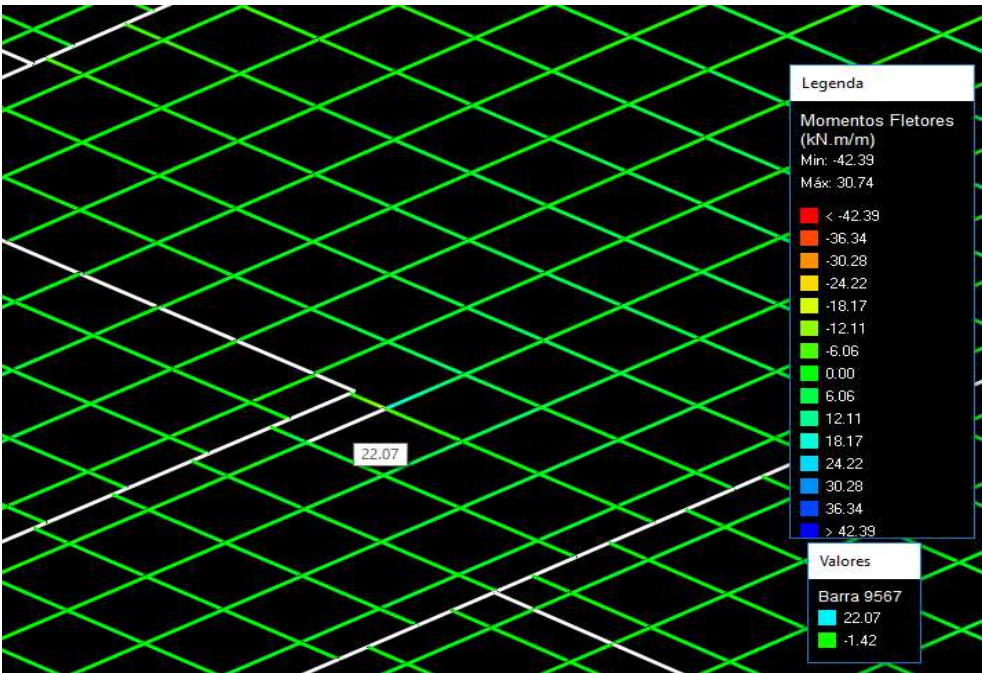
É possível observar que as armaduras positivas secundárias e as armaduras negativas apresentaram uma diferença bem significativa de um método para outro. Elas foram observadas principalmente em lajes que não possuem a forma retangular perfeita, como no caso das lajes L26 e L27, onde há concentração de esforços nos cantos vivos dessas lajes, como podem ser observados nas Figura 53 e Figura 54 a seguir.

Figura 52 - Concentração de Esforços na Laje L26



Fonte: Do autor

Figura 53 - Concentração de Esforços na Laje L27



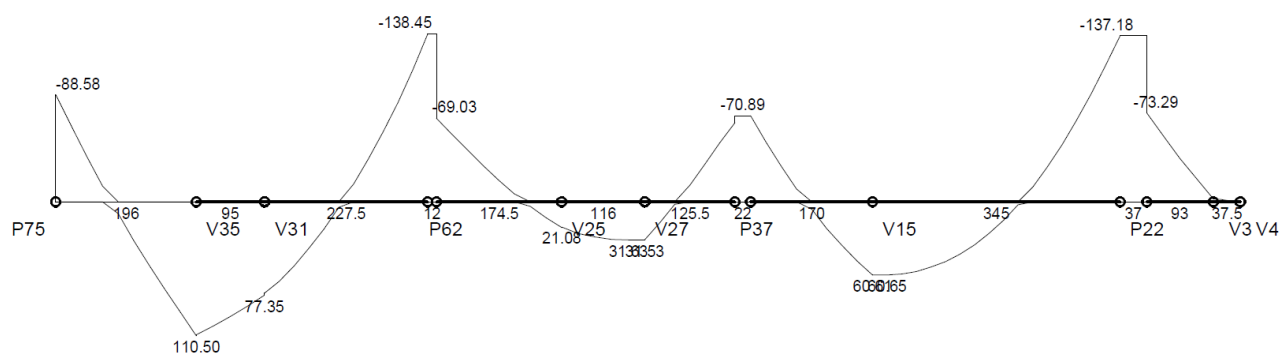
Fonte: Do autor

Esses picos de esforços são decorrentes do modelo de análise linear utilizado pelo programa Eberick®, que utiliza a analogia de grelhas, que fornece bons resultados para casos usuais de projeto, onde as vigas de apoio possuem rigidez significativamente maior que a das lajes e essas lajes tem forma retangular. Nos demais casos, como os que ocorrem neste projeto, a análise leva a valores substancialmente altos de momentos fletores, geralmente negativos, nesses pontos específicos que fogem das estruturas usuais. Como sugestão para solucionar esse problema, o programa sugere habilitar a consideração de plastificação dos apoios das lajes, que leva a uma melhor distribuição dos esforços.

6.5.2 Vigas

Para melhor avaliar as diferenças entre os dimensionamentos, o diagrama de momentos fletores para a viga V75 calculado pelo software está apresentado na Figura 55 abaixo.

Figura 54 - Eberick: Diagrama de Momentos Fletores Viga V75



Fonte: Do autor

Conclui-se que o diagrama de momentos fletores tem forma similar ao apresentado no cálculo à mão, com algumas diferenças de valores.

O comparativo entre as áreas de armadura necessárias para a viga dimensionada a mão V75 está demonstrada nas Tabelas 88 e 89 a seguir.

Tabela 82 - Comparativo Entre as Armaduras da Viga V75

Apoio/Vão	Manual			Software			
	Md (kNm)	As Inf. (cm ²)	As sup (cm ²)	Md (kNm)	As Inf. (cm ²)	As sup (cm ²)	Dif %
P75	138,04	-	7,36	88,58	-	4,39	-40%
1	84,00	4,14	-	110,50	5,57	-	35%
P62	109,48	-	5,66	138,45	-	7,27	28%
2	39,48	1,87	-	31,63	1,45	-	-23%
P37	107,80	-	5,56	70,89	-	3,37	-39%
3	54,74	2,63	-	60,65	2,89	-	10%
P22	134,12	-	7,12	137,18	-	7,20	1%
4	0,00	0,62	-	0,00	1,40	-	125%

Fonte: Do autor

Tabela 83 - Diferença Entre as Armaduras Totais nas Vigas

	As Inf. (cm ²)	As sup (cm ²)	Md (kNm)	As Inf. (cm ²)	As sup (cm ²)	Dif inf %	Dif sup %
TOTAL	9,26	25,70	TOTAL	11,31	22,23	22%	-13%

Fonte: Do autor

Observando as diferenças entre os momentos fletores de cálculo em ambos os dimensionamentos fica claro que as diferenças entre as armaduras calculadas estão diretamente ligadas às diferenças na obtenção dos esforços aplicados à viga, porém essa diferença não foi muito grande.

Para as vigas que compõem a grelha que foi dimensionada a mão, estão demonstrados na Tabela 90 abaixo os momentos fletores de cálculo obtidos em ambos os dimensionamentos e as áreas de armadura necessárias.

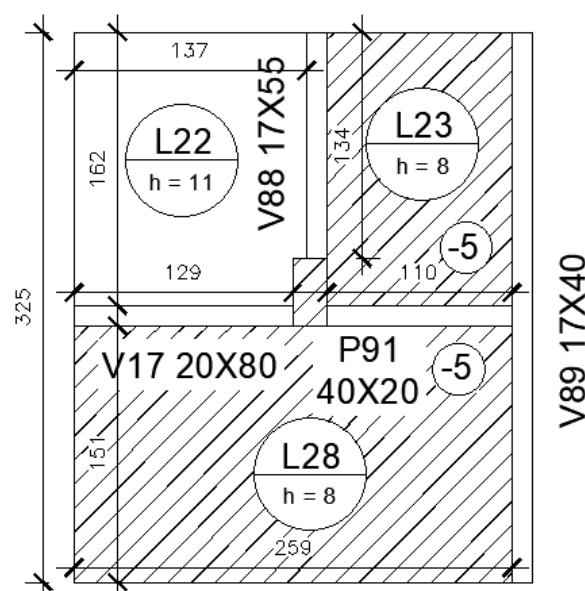
Tabela 84 - Comparativo Entre as Armaduras da Grelha

Viga	Manual		Software		
	Md (kNm)	As (cm ²)	Md (kNm)	As (cm ²)	Dif %
V4	1158,22	38,67	562,53	15,52	-60%
V10	3021,20	102,76	1841,25	54,96	-47%
V71	1042,86	34,82	540,93	14,87	-57%
V72	958,86	32,02	656,20	18,19	-43%
V74	743,40	24,82	303,72	10,80	-56%
V77	1559,60	52,08	1027,61	29,12	-44%
TOTAL	285,17	TOTAL	143,46	-50%	

Fonte: Do autor

Conclui-se que para a grelha os esforços obtidos no software foram muito menores que os obtidos no cálculo manual, e isso se reflete na área de armadura calculada, onde para todas as grelhas as áreas obtidas foram menores. Decidiu-se investigar o motivo de valores tão distintos de esforços, partindo da suspeita inicial de que o carregamento permanente e acidental estimados propostos por Alva (2014) de $(g + q) = 12 \text{ kN/m}^2$ para os pilares está muito superior ao calculado pelo software. Para ter uma estimativa melhor desses valores, resolveu-se analisar a área de influência em torno do pilar P91 para levantar os carregamentos dos elementos estruturais que influenciam em sua carga, conforme a Figura 56 a seguir.

Figura 55 - Representação da Área de Influência para o Pilar P91



Fonte: Do autor

Considerando que o carregamento permanente de revestimento seja de 1 kN/m^2 e o peso específico das paredes como 15 kN/m^3 , assim como considerado no dimensionamento manual, calcula-se o carregamento permanente distribuindo-o pela área de influência, onde obtêm-se os seguintes resultados:

Tabela 85 - Levantamento do Carregamento do Pilar P91

Elemento	Dimensões (m)			Peso Próprio (kN)	Carga Permanente (kN/m²)
	Comprimento	Largura	Altura		
L22	1,62	1,37	0,11	6,10	0,73
L23	1,62	1,1	0,08	3,56	0,42
L28	2,59	1,51	0,08	7,82	0,93
V17	2,39	0,2	0,8	9,56	1,14
V88	1,34	0,17	0,55	3,13	0,37
V89	3,25	0,17	0,4	5,53	0,66
Parede V17	2,39	0,15	2,3	12,37	1,47
Parede V88	1,34	0,15	2,55	7,69	0,91
Mureta V89	3,25	0,15	0,5	3,66	0,43
TOTAL					8,06

Fonte: Do autor

Somando o total da carga permanente com o valor de 1,5 kN/m² de carga accidental considerada no projeto, obtêm-se o valor de 9,56 kN/m², diferente do valor assumido pelo procedimento manual de 12 kN/m². Portanto, as diferenças de análise entre os métodos e esta diferença entre os carregamentos considerados foram as razões da notável discrepância entre os resultados de dimensionamento manual e computacional.

6.5.3 Pilares

Para os 3 casos de pilares dimensionados, as armaduras efetivas calculadas foram as seguintes:

Tabela 86 - Comparativo Entre as Armaduras dos Pilares

Pilar	Situação	Manual	Software	
		As ef (cm²)	As ef (cm²)	Dif %
P37	Interno	62,83	62,83	0%
P75	Bordo	37,70	37,70	0%
P69	Canto	31,40	18,85	-40%
TOTAL		131,93	119,38	-10%

Fonte: Do autor

No caso dos pilares, exceto para o pilar de canto, as armaduras efetivas e, portanto, o número de barras utilizadas foram os mesmos tanto para o cálculo manual quanto para o cálculo computacional. Como os pilares P37 e P75 tiveram seus esforços

tirados diretamente da análise feita pelo programa Ftool®, os resultados convergiram. Já para o pilar P69 que teve seus esforços estimados pela área de influência, onde se utilizou um valor maior de carregamento permanente do que o calculado pelo programa, como foi visto para o caso da grelha, aconteceu aproximadamente a mesma discrepância observada na viga de transição quanto a diferença de armadura necessária.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho possibilitou a utilização de conhecimentos adquiridos durante a graduação para o dimensionamento de elementos estruturais em concreto armado mais utilizados em obras correntes. O cálculo manual expandiu muito a sensibilidade com o dimensionamento de estruturas de concreto, desde a dificuldade que é estimar os esforços a serem considerados, à interpretação dos resultados de detalhamento de cada uma das peças. Obter experiência com as etapas de concepção estrutural e lançamento da planta de fôrmas é essencial, pois é uma etapa que irá definir muitas situações de dimensionamento a serem resolvidas nas etapas posteriores, e a realização de um bom lançamento estrutural só é possível depois de adquirir muita experiência no assunto.

Uma das motivações para a realização deste trabalho, que era o aprendizado de uma ferramenta computacional bastante utilizada para a produção de um projeto estrutural, foi alcançada. Aprender a utilizá-la abre portas para grandes possibilidades de trabalhos futuros, além de consolidar todo o conhecimento teórico sobre o dimensionamento de estruturas.

O processo manual, embora tenha se mostrado extremamente demorado, ainda é uma boa alternativa de dimensionamento, pois gera resultados que em sua maioria são próximos dos resultados encontrados através de procedimentos mais sofisticados, como os utilizados pelas grandes ferramentas computacionais disponíveis. Fora isso, permitem o acompanhamento de cada etapa de cálculo, proporcionando maior segurança e controle daquilo que está sendo feito.

O uso de ferramentas é sim indicado e essencial na produção de projetos estruturais de qualidade e com rapidez, porém deve-se proceder com cautela, pois todo o dimensionamento, mesmo em software, é muito sensível às considerações do projetista, portanto um bom discernimento sobre os procedimentos que estão sendo adotados e saber modificar as informações de entrada conforme as necessidades de projeto é essencial para o sucesso neste tipo de atividade.

Enfim, conclui-se que a realização de projetos estruturais é um processo que demanda muita atenção, dedicação e conhecimento do projetista, afinal suas ações

impactam diretamente na vida de muitas pessoas. Contudo, é um trabalho fascinante e engrandecedor.

REFERÊNCIAS

ALVA, M. S. **Estruturas de concreto**. Notas de aula. Universidade Federal de Santa Maria – UFSM. Santa Maria, RS, 2014. Disponível em: <http://coral.ufsm.br/decc/ECC1008/Downloads/Aulas_9-12_2014.pdf>. Acesso em: 29 out. 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projetos de estruturas de concreto - Procedimento, NBR 6118:2014**, Rio de Janeiro, RJ, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. NBR 6120:1980**. São Paulo, SP, 1980.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO, J. R. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. 4ª ed. São Carlos: EdUFSCAR, 2014.

COELHO, J. D. **Estruturas de concreto armado I**. Notas de aula. Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC. Florianópolis, SC, 2015.

COELHO, J. D. **Estruturas de concreto armado III**. Notas de aula. Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC. Florianópolis, SC, 2017.

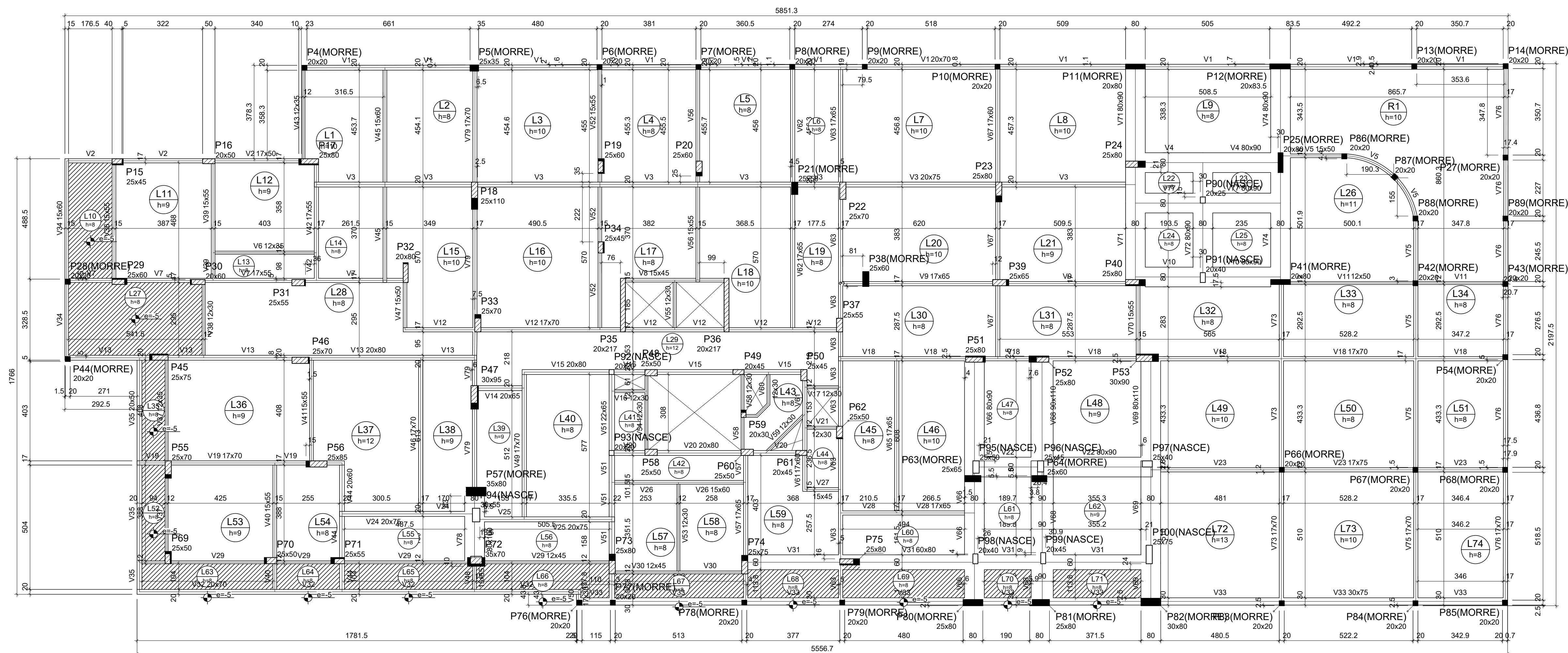
PADARATZ, I. J. & PINTO, R. C. A. **Estruturas de concreto armado II**. Notas de aula. Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC. Florianópolis, SC, 2016.

PINHEIRO, L. M; BARALDI, L. T.; POREM, M. E. **Estruturas de concreto: ábacos para flexão oblíqua**. Universidade de São Paulo – USP. São Carlos, SP, 2009.

SÜSSEKIND, J. C. **Curso de Concreto**. Vol. 1: Concreto Armado. Rio de Janeiro: Globo, 1980.





VENDRAMINI, J.A. **Norma de Cargas ABNT NBR6120: Evolução da Revisão da Norma**. São Paulo, 2016. Disponível em: <http://www.abece.com.br/enece2016/Palestras/JOAO_VENDRAMINI.pdf>. Acesso em: 07 set. 2017.

APÊNDICE A – PLANTAS DE FORMAS - EBERICK



Forma do pavimento Tipo A (Nível 620)

escala 1:100

Legenda dos pilares	
	Pilar que morre
	Pilar que passa
	Pilar que nasce
	Pilar com mudança de seção

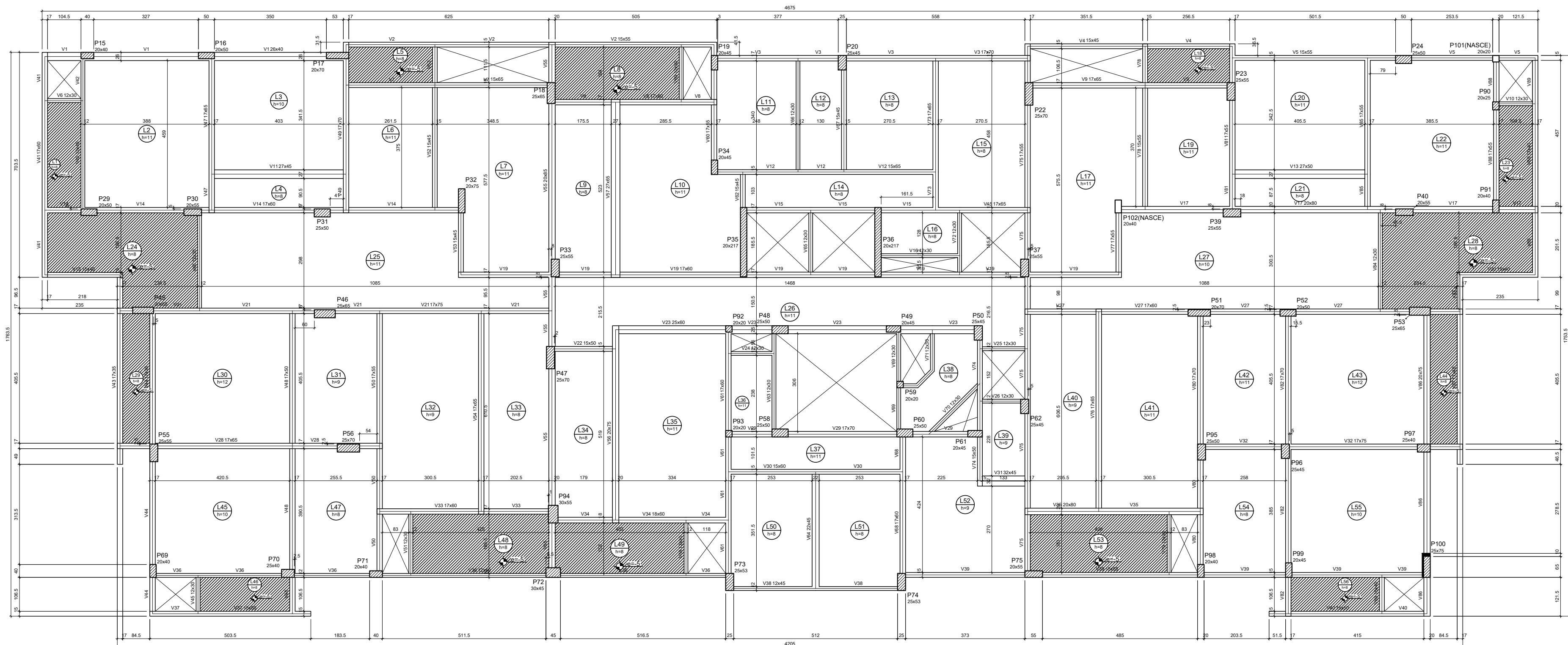
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Local	Data
	14/11/2017

Conteúdo
Planta de Fôrmas Tipo A - Eberick

Responsável Técnico
Henrique de Souza

Escala	Folha
Indicada	01/02



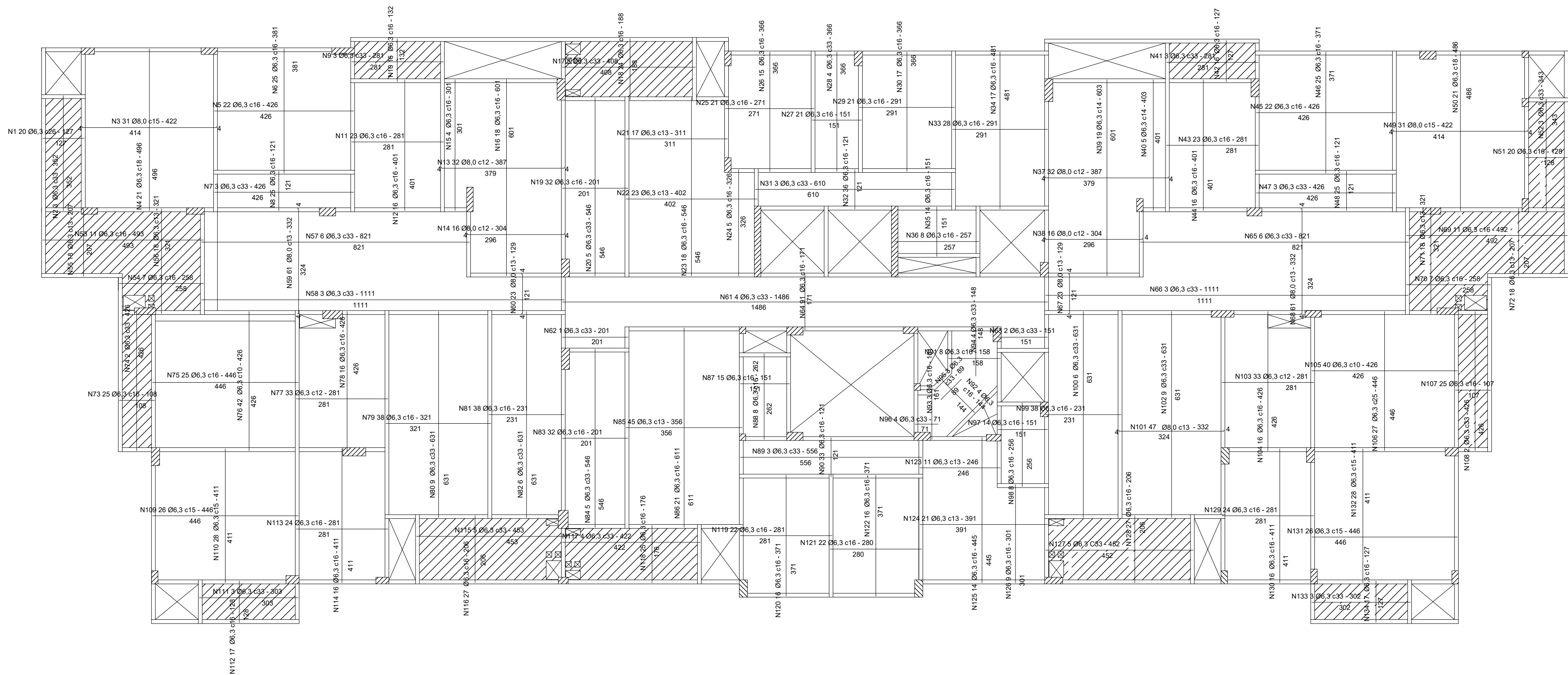
Forma do pavimento Tipo B 1 (Nível 930)
escala 1:50

Legenda dos pilares

- Pilar que morre
- Pilar que passa
- Pilar que nasce
- Pilar com mudança de seção

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO	
Local	Data 14/11/2017
Conteúdo Planta de Fôrmas Tipo B - Eberick	
Responsável Técnico Henrique de Souza	
Escala Indicada	Folha 02/02

**APÊNDICE B – PLANTAS DE ARMAÇÃO DAS LAJES -
DIMENSIONAMENTO MANUAL**

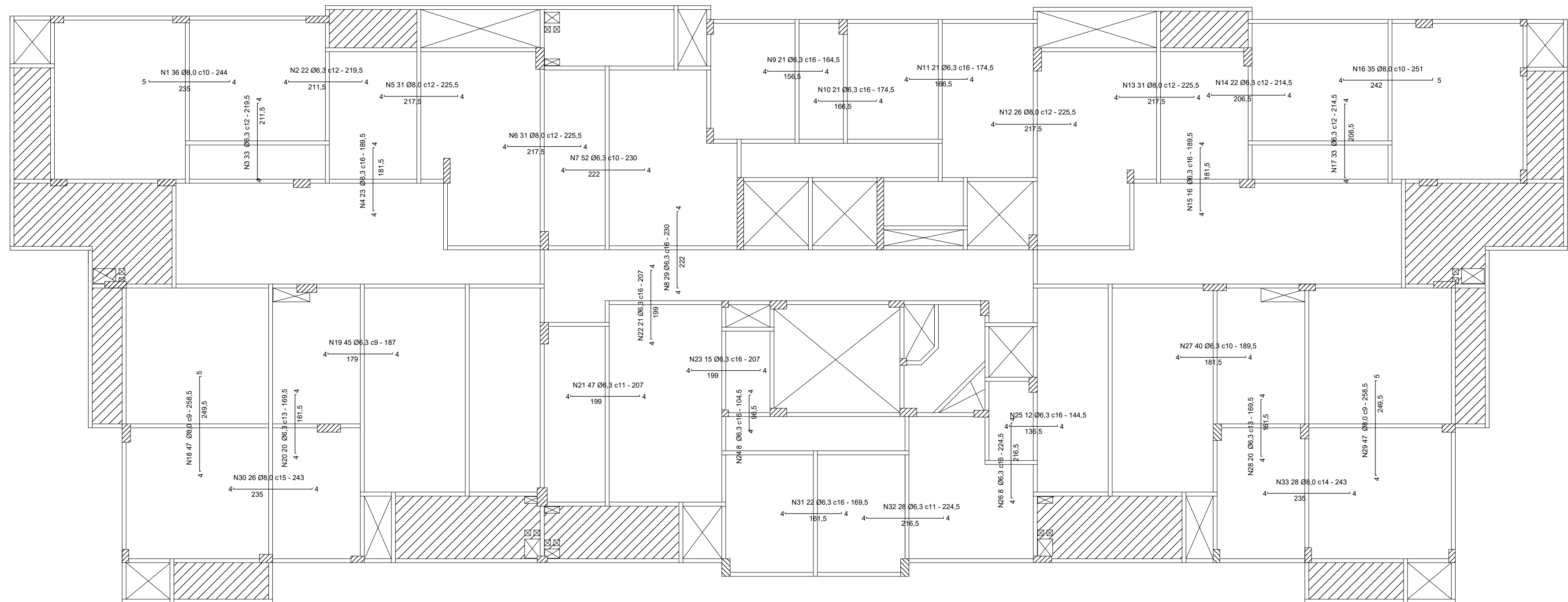


QUADRO RESUMO				
AÇO	Ø (mm)	COMPRIMENTO TOTAL (m)	MASSA/m (kg/m)	MASSA TOTAL +10% (kg)
CA-50	6,3	6460,88	0,245	1739,10
	8,0	1227,02	0,395	532,58

Planta de Armação Positiva das Lajes - Tipo B

escala 1:100

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO	
Local	Data 14/11/2017
Conteúdo Planta de Armação Positiva das Lajes - Tipo B	
Responsável Técnico Henrique de Souza	
Escala Indicada	Folha 01/02



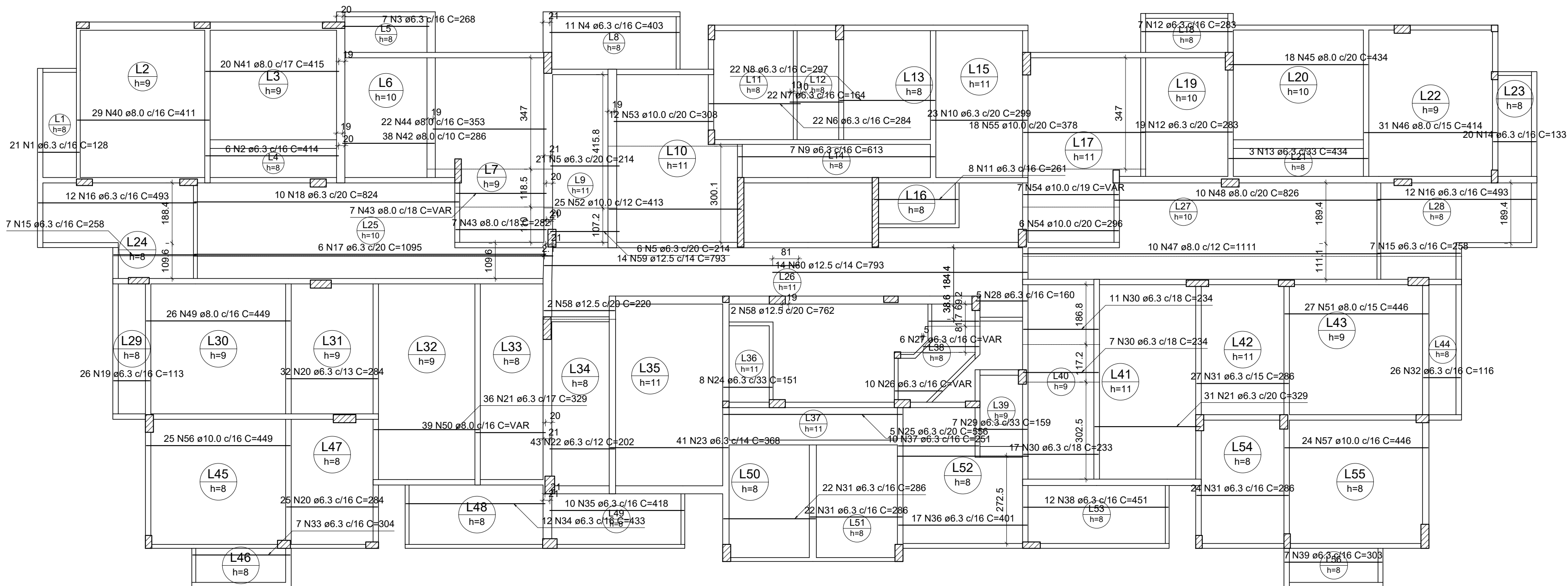
Planta de Armação Negativa das Lajes - Tipo B

escala 1:100

QUADRO RESUMO				
AÇO	Ø (mm)	COMPRIMENT O TOTAL (m)	MASSA/m (kg/m)	MASSA TOTAL +10% (kg)
CA-50	6,3	1393,10	0,245	374,99
	8,0	693,46	0,395	300,99

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO	
Local	Data 14/11/2017
Conteúdo Planta de Armação Negativa das Lajes - Tipo B	
Responsável Técnico <div>Henrique de Souza</div>	
Escala Indicada	Folha 02/02

APÊNDICE C – PLANTAS DE ARMAÇÃO DAS LAJES – EBERICK



RESUMO DO AÇO

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA50	6.3	2285.3	615.1
	8.0	1149.6	499
	10.0	466	316.1
	12.5	252.5	267.6
PESO TOTAL (kg)			
CA50		1697.7	

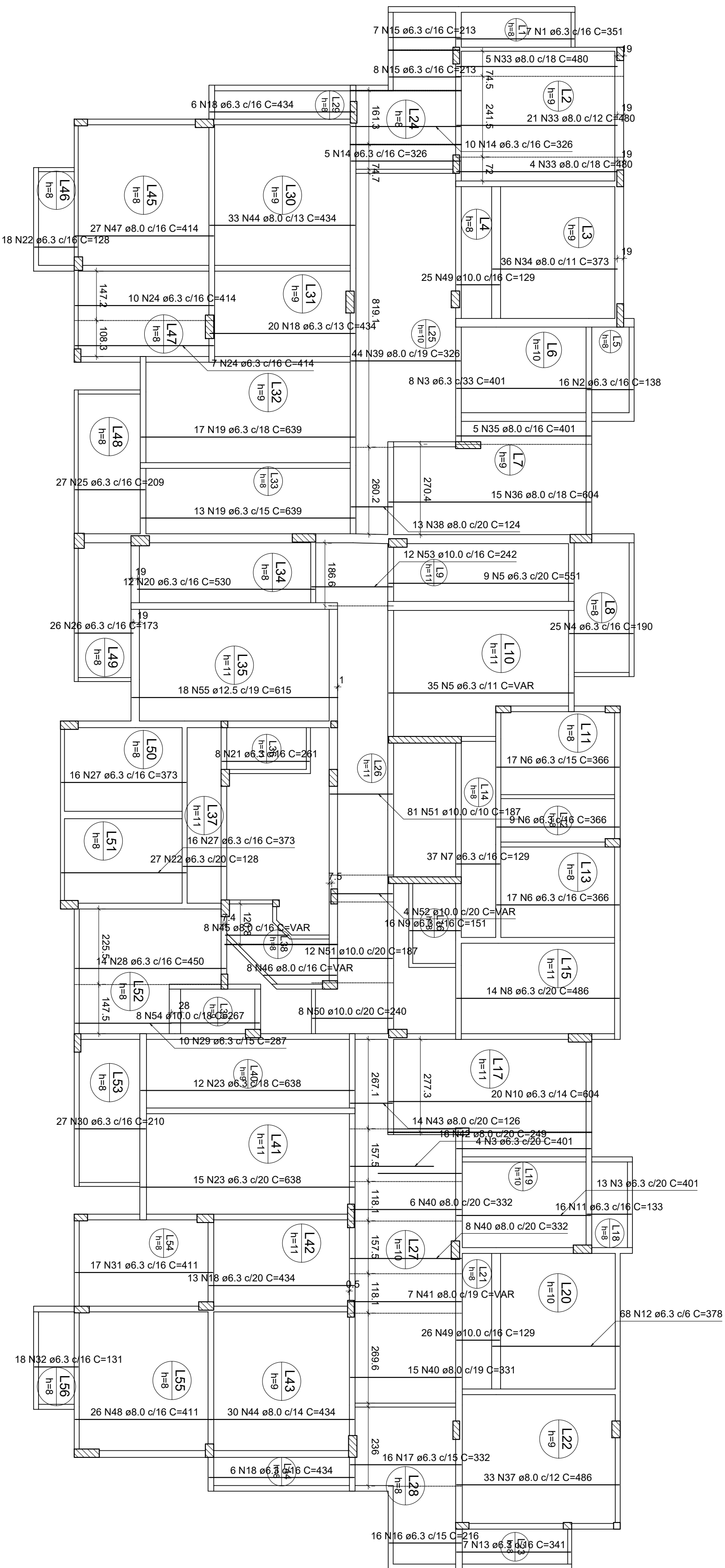
Volume de concreto (C-30) = 54.93 m³
Área de forma = 594.97 m²

Armação positiva das lajes do pavimento Tipo B 1 (Eixo X)

escala 1:100

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Local	Data
	14/11/2017
Conteúdo	Planta de Armação das Lajes (Eixo X) - Tipo B
Responsável Técnico	Henrique de Souza
Escala	Folha
Indicada	01/04



Armação positiva das lajes do pavimento Tipo B 1 (Eixo Y)

escala 1:100

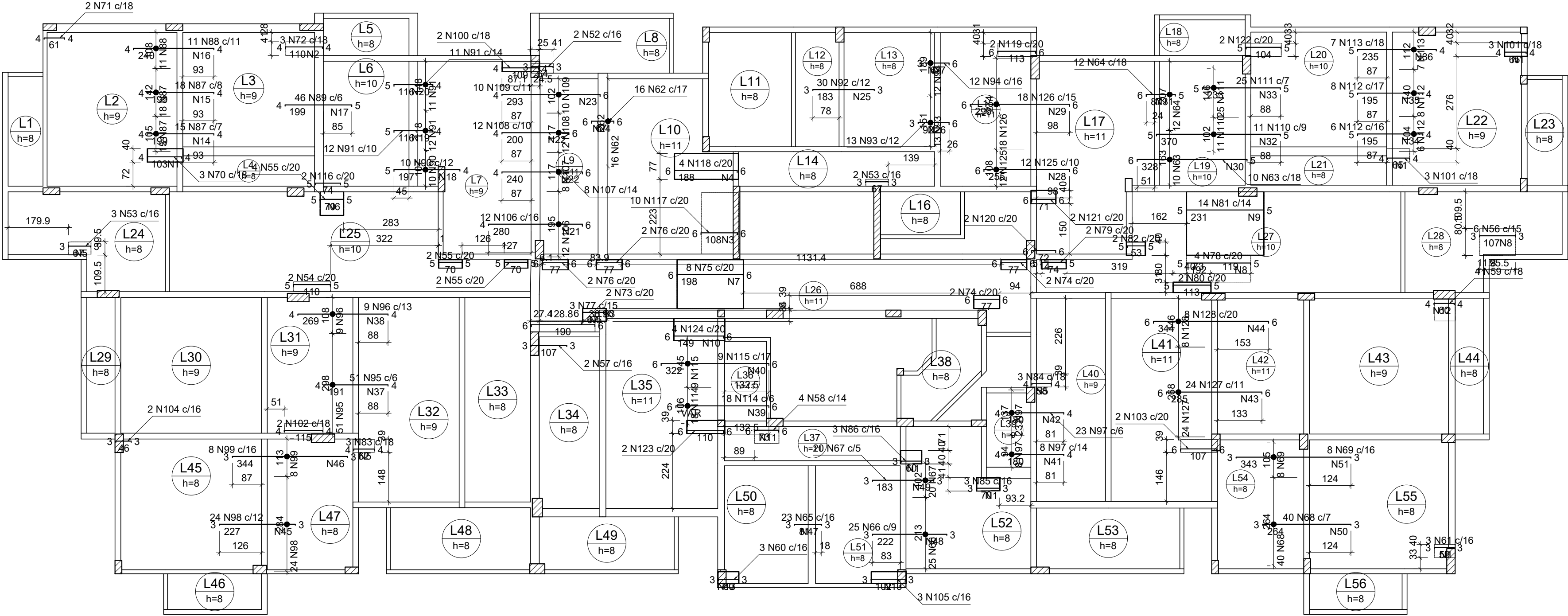
RESUMO DO AÇC

AÇO	DIAM (mm)	C TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA50	6.3	2560	689.1
	8.0	1410.7	612.3
	10.0	316.6	214.7
	12.5	110.7	117.3
PESO TOTAL (kg)			
CA50	1633.4		

Volume de concreto (C-30) = 0.00 m³

Área de forma = 0.00 m²

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO	
Local	Data
	14/11/2017
Conteúdo	
Planta de Armação das Lajes (Eixo Y) - Tipo B	
Responsável Técnico	
Henrique de Souza	
Escala	Folha
Indicada	02/04



RESUMO DO AÇO

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA50	6.3	336.2	90.5
	8.0	667.9	289.9
	10.0	349.4	237
	12.5	220.4	233.6
CA60	5.0	1199.3	203.3
PESO TOTAL (kg)			
CA50	850.9		
CA60	203.3		

Volume de concreto (C-30) = 0.00 m³
Área de forma = 0.00 m²

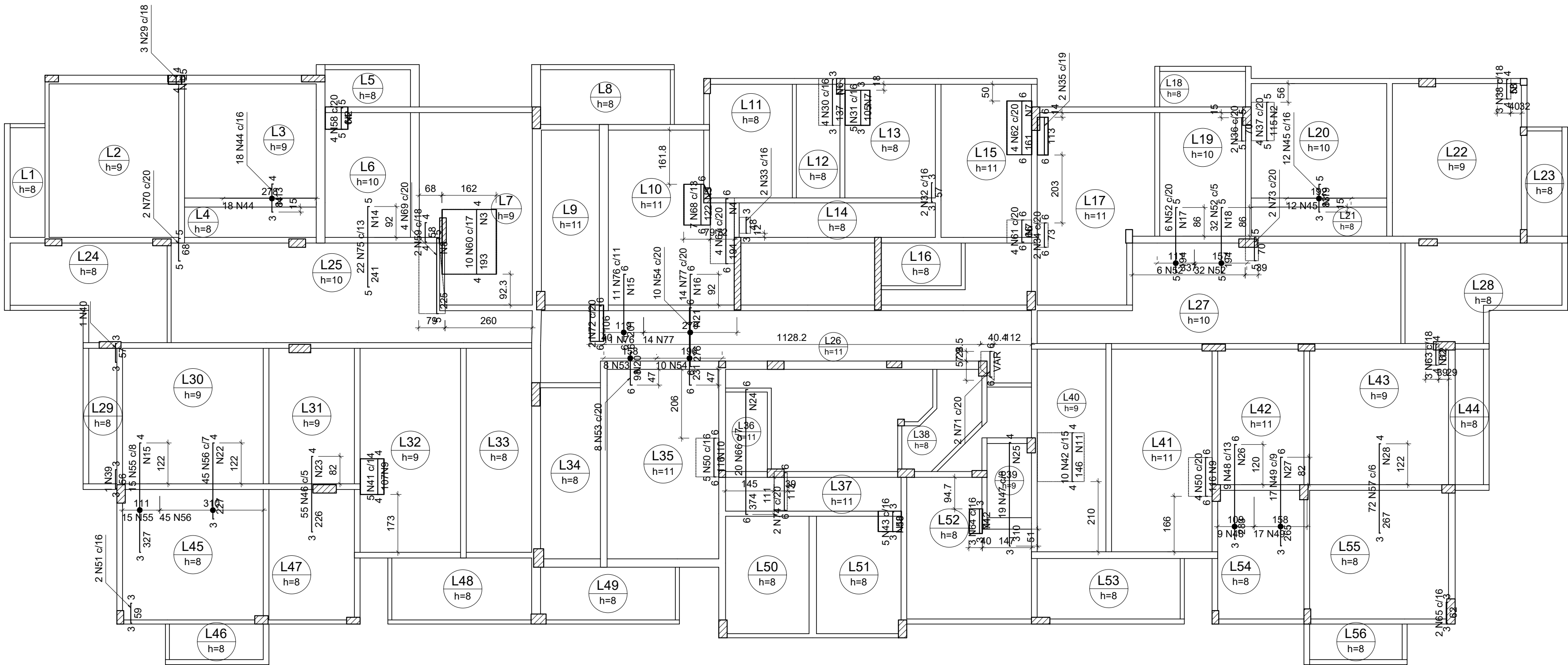
Armação negativa das lajes do pavimento Tipo B 1 (Eixo X)

escala 1:100

Ferro		Ferros de distribuição	
		Armadura de distribuição	
N70	6 N1 ø5.0 c/18 C=40		
N72	7 N2 ø5.0 c/18 C=41		
N117	7 N3 ø5.0 c/16 C=184		
N118	12 N4 ø5.0 c/16 C=77		
N101	4 N1 ø5.0 c/18 C=40		
N101	4 N1 ø5.0 c/18 C=40		
N53	5 N5 ø5.0 c/16 C=39		
N55	4 N6 ø5.0 c/20 C=70		
N75	10 N7 ø5.0 c/20 C=146		
N77	4 N5 ø5.0 c/20 C=39		
N78	10 N8 ø5.0 c/20 C=80		
N81	12 N9 ø5.0 c/20 C=189		
N56	7 N8 ø5.0 c/16 C=80		
N83	4 N5 ø5.0 c/18 C=39		
N124	10 N10 ø5.0 c/16 C=66		
N58	4 N11 ø5.0 c/20 C=50		
N84	4 N5 ø5.0 c/18 C=39		
N59	4 N12 ø5.0 c/18 C=68		
N60	4 N13 ø5.0 c/16 C=35		
N105	7 N13 ø5.0 c/16 C=35		
N85	5 N1 ø5.0 c/16 C=40		
N86	4 N1 ø5.0 c/16 C=40		
N61	4 N1 ø5.0 c/16 C=40		
N87	16 N14 ø5.0 c/13 C=105		
N87	14 N15 ø5.0 c/15 C=142		
N88	14 N16 ø5.0 c/18 C=121		
N89	18 N17 ø5.0 c/11 C=278		
N90	11 N18 ø5.0 c/18 C=115		
N91	7 N19 ø5.0 c/18 C=118		
N91	7 N20 ø5.0 c/18 C=157		
N106	16 N21 ø5.0 c/18 C=195		
N107	15 N22 ø5.0 c/17 C=117		
N108	17 N22 ø5.0 c/12 C=117		
N109	23 N23 ø5.0 c/13 C=111		
N62	4 N24 ø5.0 c/20 C=270		
N92	12 N25 ø5.0 c/16 C=356		
N93	6 N26 ø5.0 c/16 C=158		
N94	5 N27 ø5.0 c/16 C=198		
N125	32 N28 ø5.0 c/8 C=116		
N126	25 N29 ø5.0 c/12 C=274		
N63	17 N30 ø5.0 c/20 C=173		
N64	5 N31 ø5.0 c/20 C=215		
N110	34 N32 ø5.0 c/11 C=102		
N111	30 N33 ø5.0 c/8 C=176		
N112	11 N34 ø5.0 c/18 C=104		
N112	11 N35 ø5.0 c/18 C=140		
N113	13 N36 ø5.0 c/18 C=120		
N95	18 N37 ø5.0 c/11 C=306		
N96	15 N38 ø5.0 c/18 C=116		
N114	40 N39 ø5.0 c/7 C=VAR		
N115	16 N40 ø5.0 c/20 C=145		
N97	10 N41 ø5.0 c/18 C=111		
N97	17 N42 ø5.0 c/11 C=136		
N127	36 N43 ø5.0 c/8 C=268		
N128	22 N44 ø5.0 c/16 C=155		
N98	15 N45 ø5.0 c/16 C=284		
N99	22 N46 ø5.0 c/16 C=122		
N65	5 N47 ø5.0 c/16 C=365		
N66	14 N48 ø5.0 c/16 C=221		
N67	13 N49 ø5.0 c/15 C=102		
N68	17 N50 ø5.0 c/16 C=281		
N69	22 N51 ø5.0 c/16 C=120		

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Local	Data
	14/11/2017
Conteúdo	Planta de Armação Negativa das Lajes (Eixo X) - Tipo B
Responsável Técnico	Henrique de Souza
Escala	Folha
Indicada	03/04



Ferro de distribuição	
Ferro	Armadura de distribuição
N29	2 N1 ø5.0 c/18 C=40
N58	4 N2 ø5.0 c/20 C=68
N60	11 N3 ø5.0 c/18 C=162
N67	13 N4 ø5.0 c/16 C=72
N68	13 N5 ø5.0 c/10 C=79
N30	9 N6 ø5.0 c/16 C=64
N31	7 N7 ø5.0 c/16 C=74
N61	4 N7 ø5.0 c/20 C=74
N62	8 N7 ø5.0 c/20 C=74
N37	6 N2 ø5.0 c/20 C=68
N38	4 N1 ø5.0 c/18 C=40
N69	14 N8 ø5.0 c/16 C=66
N41	6 N9 ø5.0 c/18 C=71
N50	6 N10 ø5.0 c/20 C=69
N42	9 N11 ø5.0 c/18 C=140
N50	6 N9 ø5.0 c/20 C=71
N63	4 N12 ø5.0 c/18 C=39
N43	4 N10 ø5.0 c/16 C=69
N64	5 N12 ø5.0 c/16 C=39
N44	6 N13 ø5.0 c/16 C=291
N75	25 N14 ø5.0 c/10 C=282
N76	26 N15 ø5.0 c/8 C=119
N77	18 N16 ø5.0 c/16 C=278
N52	10 N17 ø5.0 c/20 C=111
N52	22 N18 ø5.0 c/9 C=161
N45	6 N19 ø5.0 c/16 C=192
N53	5 N20 ø5.0 c/20 C=158
N54	12 N21 ø5.0 c/20 C=196
N55	22 N15 ø5.0 c/15 C=119
N56	18 N22 ø5.0 c/13 C=318
N46	15 N23 ø5.0 c/15 C=273
N66	47 N24 ø5.0 c/8 C=141
N47	20 N25 ø5.0 c/16 C=149
N48	18 N26 ø5.0 c/16 C=118
N49	17 N27 ø5.0 c/16 C=157
N57	25 N28 ø5.0 c/11 C=434

Armação negativa das lajes do pavimento Tipo B 1 (Eixo Y)

escala 1:100

RESUMO DO AÇO

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA50	6.3	336.1	90.5
	8.0	468.2	203.2
	10.0	114.9	77.9
	12.5	151.5	160.5
CA60	5.0	742.5	125.9

PESO TOTAL (kg)	
CA50	532.1
CA60	125.9

Volume de concreto (C-30) = 0.00 m³
Área de forma = 0.00 m²

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

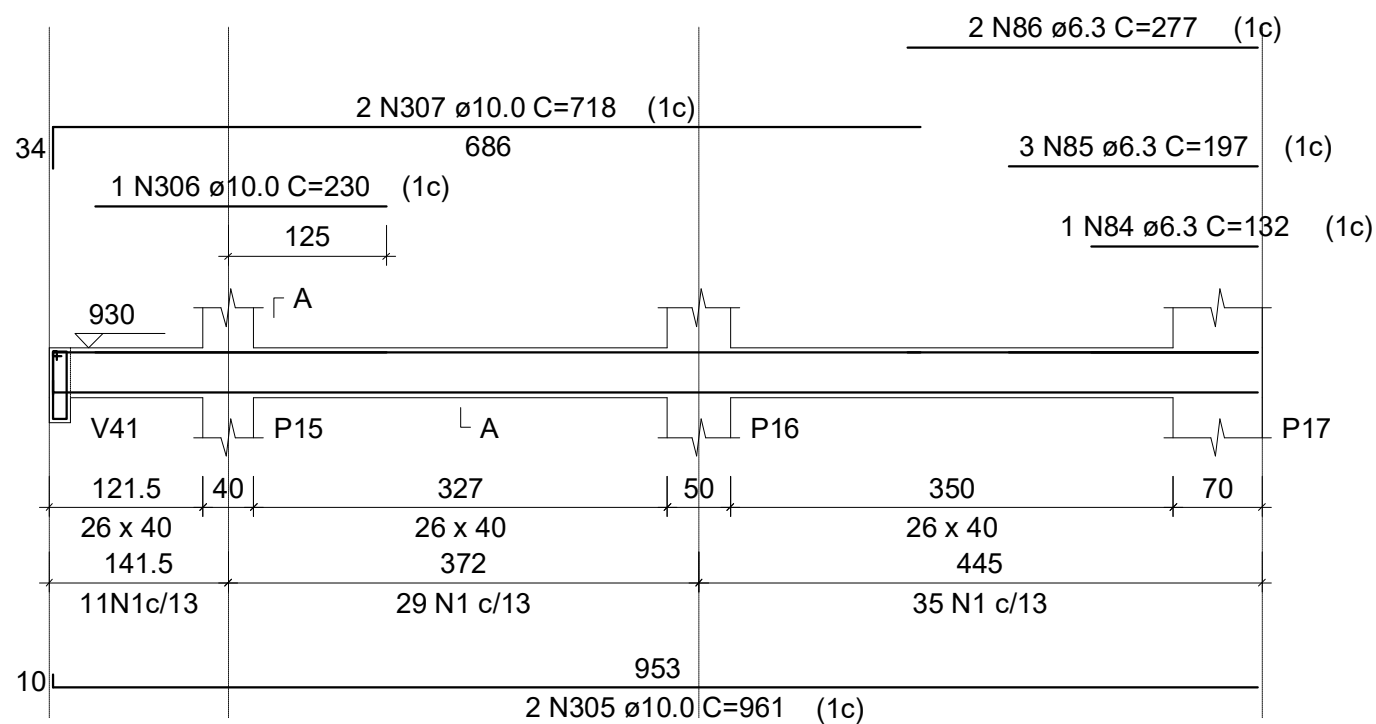
Local	Data
	14/11/2017
Conteúdo	Planta de Armação Negativa das Lajes (Eixo Y) - Tipo B
Responsável Técnico	
Escala	Folha
Indicada	04/04

APÊNDICE D – DETALHAMENTO DAS VIGAS – EBERICK

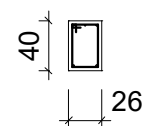
Tipo B 1

V1

ESC 1:75



SEÇÃO A-A
ESC 1:75



34
20
75 N1 $\varnothing 5.0$ C=119

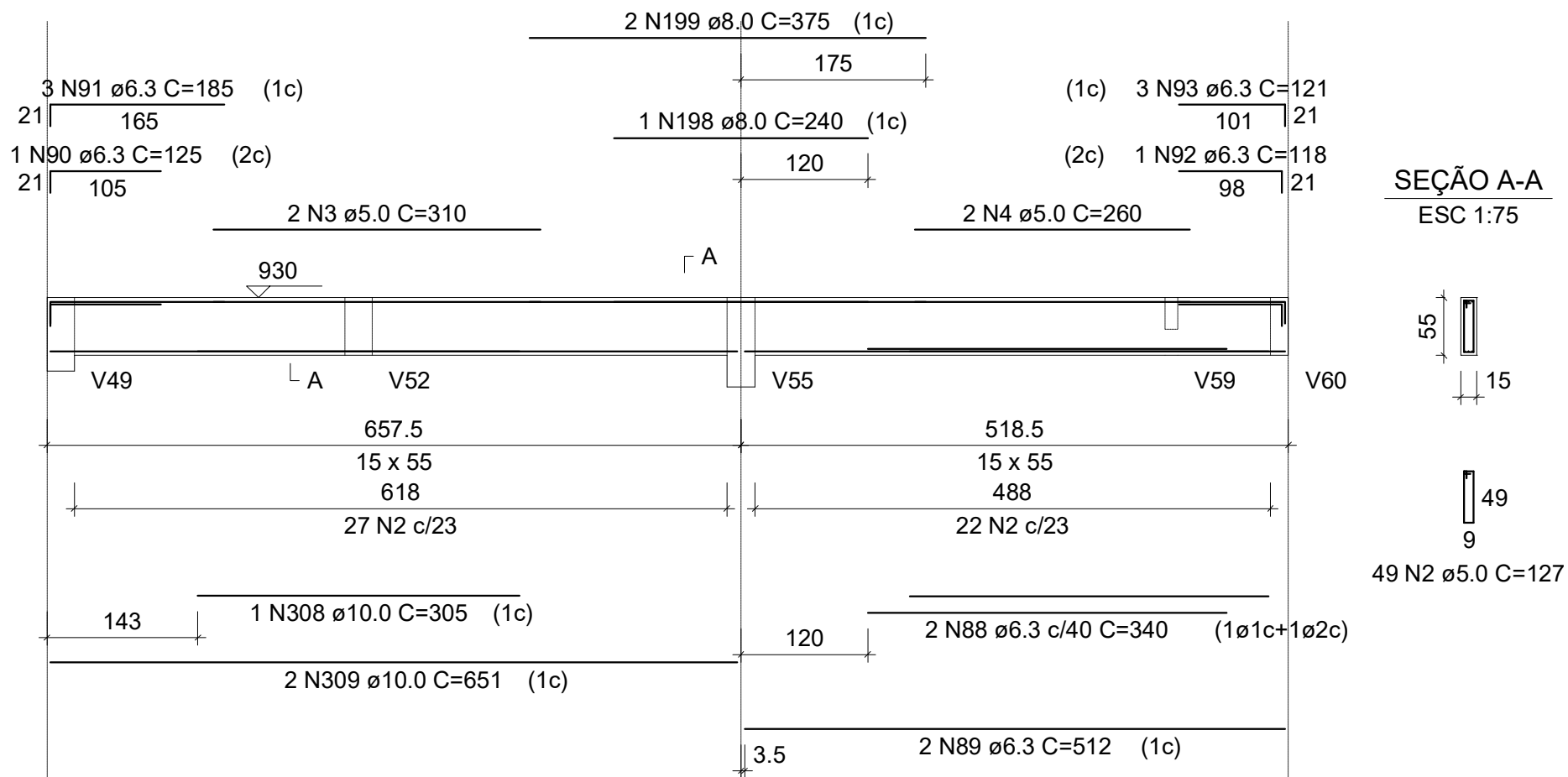
SUSPENSÃO V41
ESC 1:75

54
11
1 N87 $\varnothing 6.3$ C=142

Tipo B 1

V2

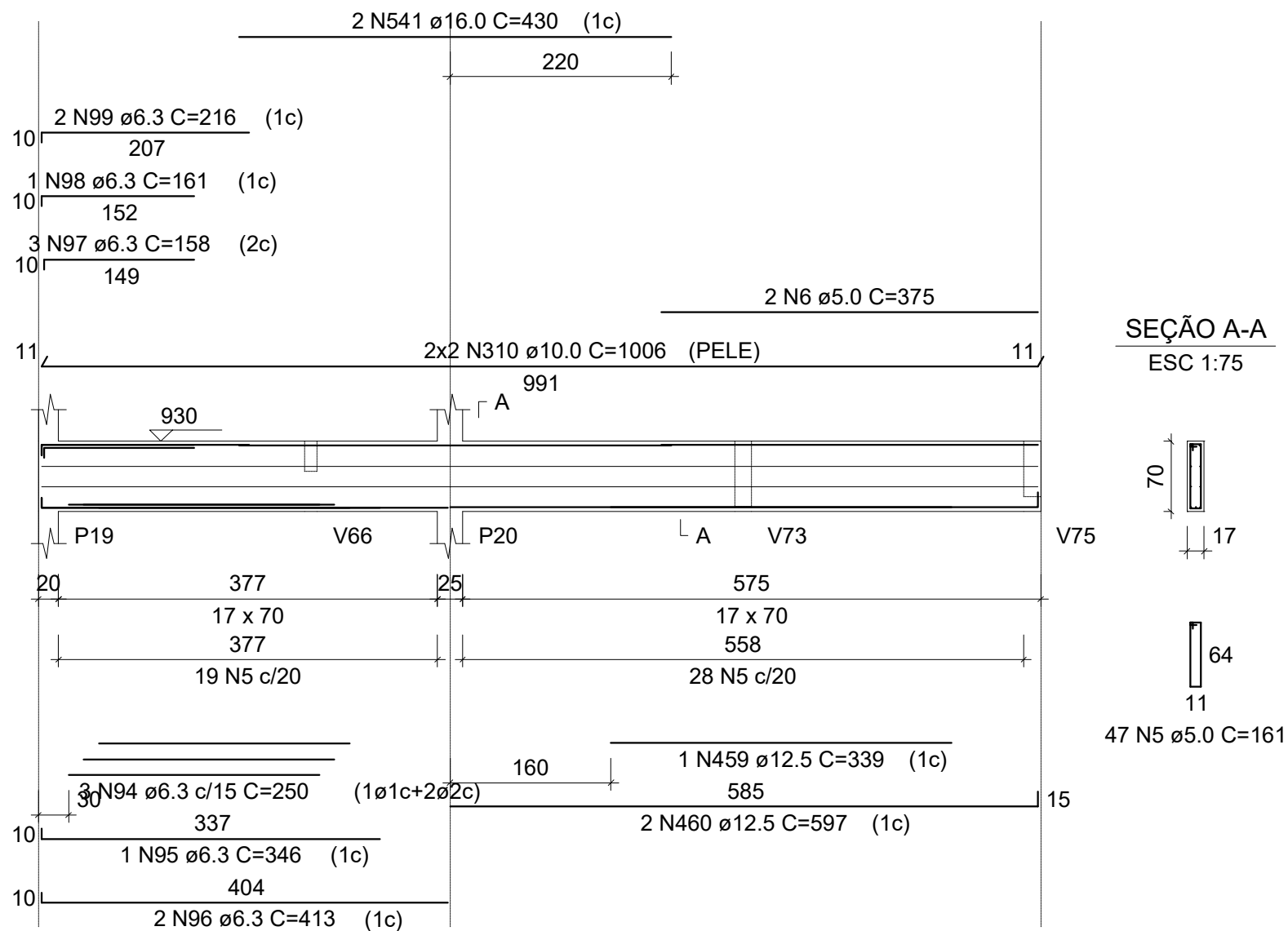
ESC 1:75



Tipo B 1

V3

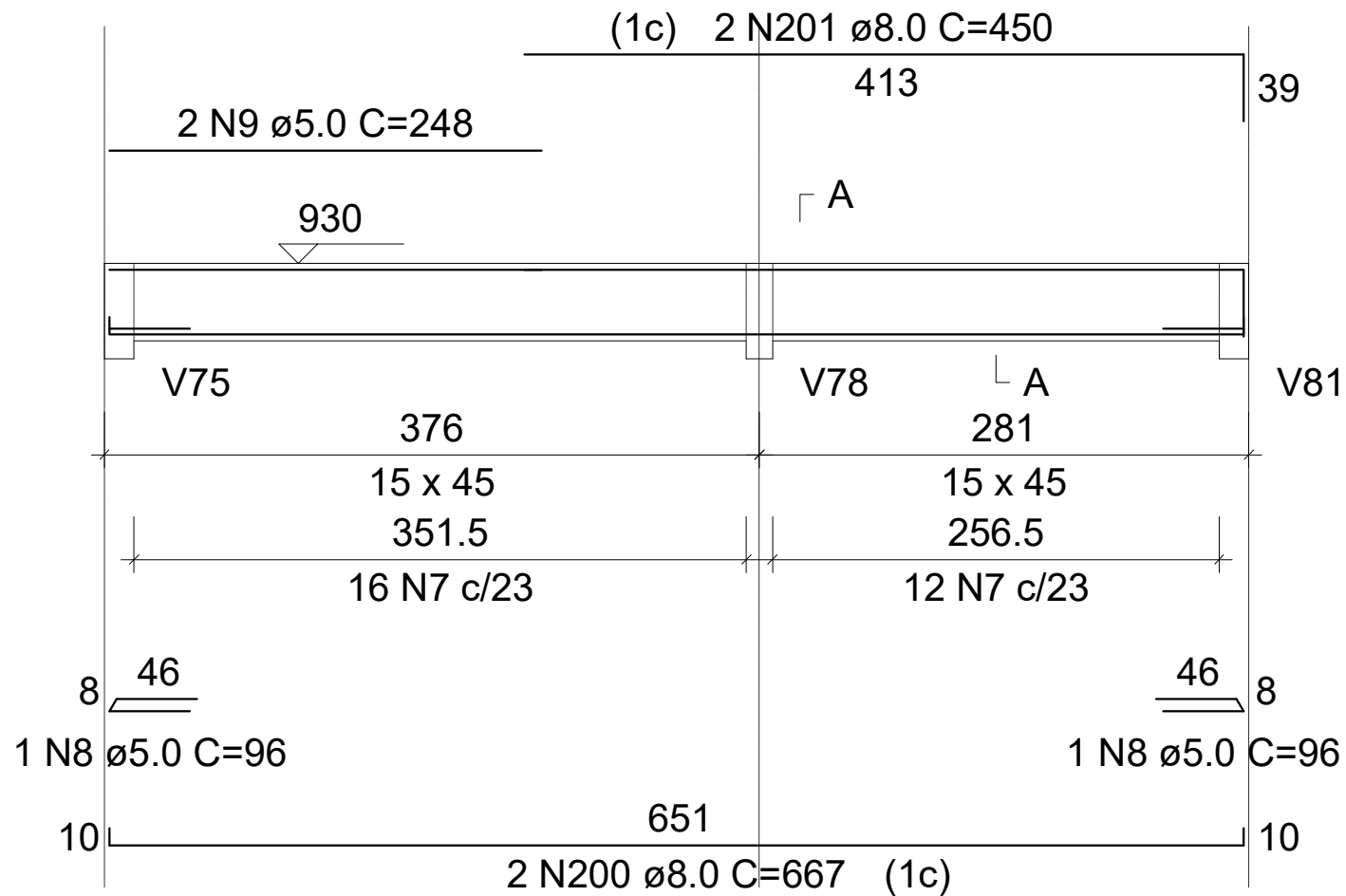
ESC 1:75



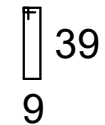
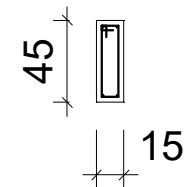
Tipo B 1

V4

ESC 1:75



SEÇÃO A-A
ESC 1:75

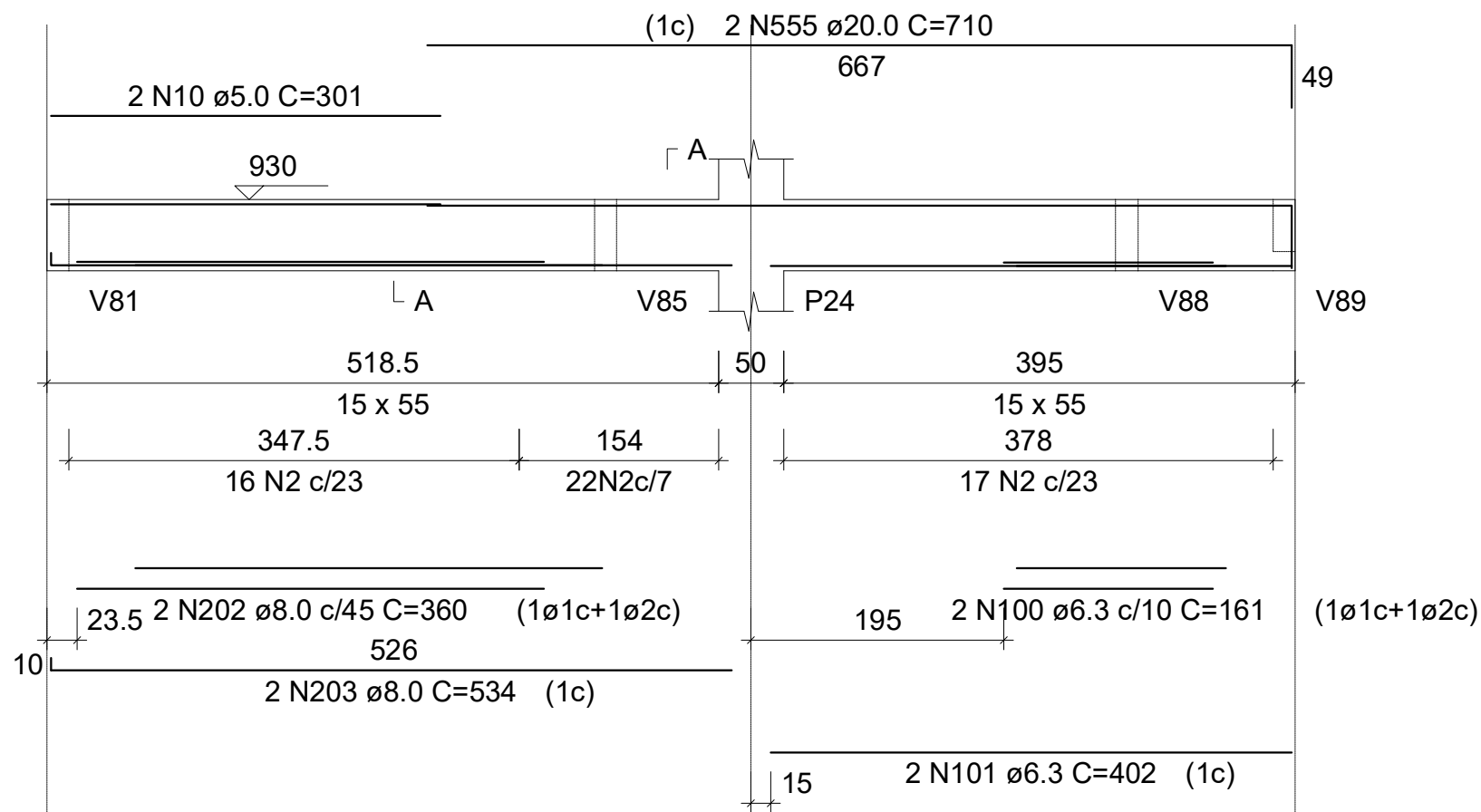


28 N7 \varnothing 5.0 C=107

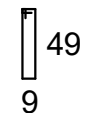
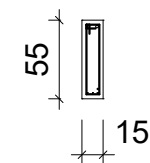
Tipo B 1

V5

ESC 1:75



SEÇÃO A-A
ESC 1:75

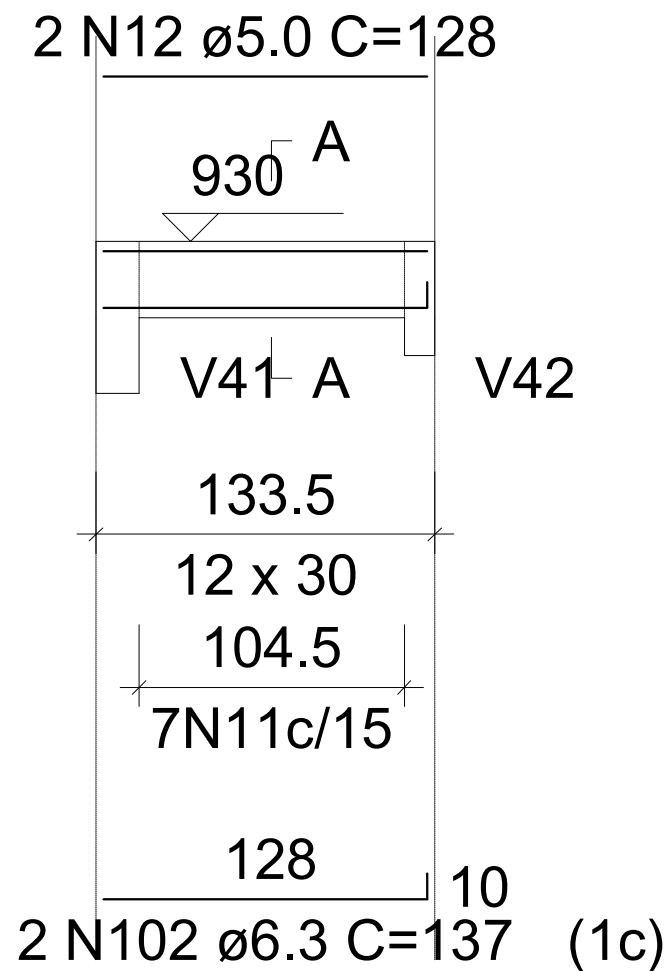


55 N2 ø5.0 C=127

Tipo B 1

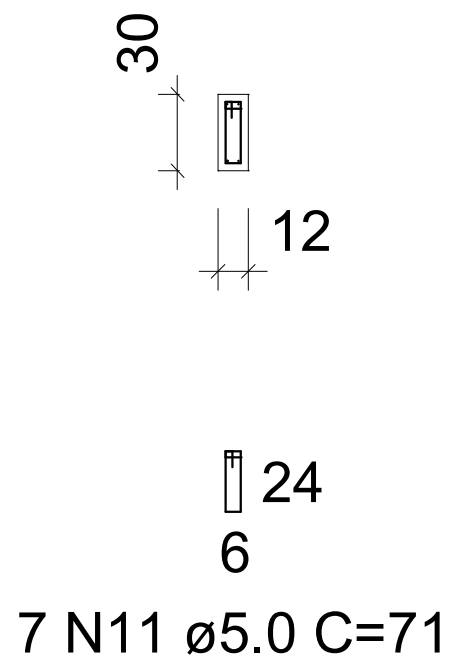
V6

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

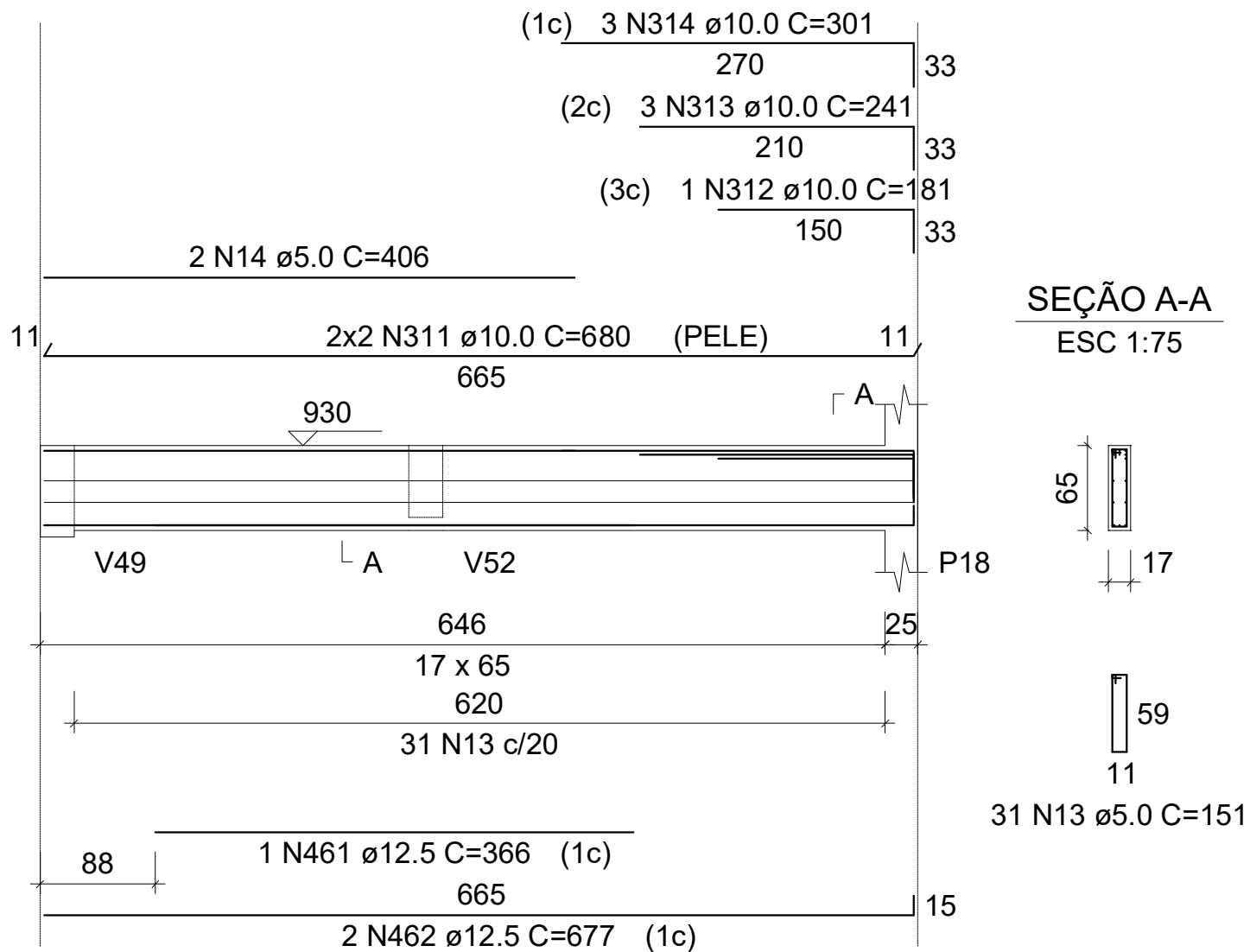
ESC 1:75



Tipo B 1

V7

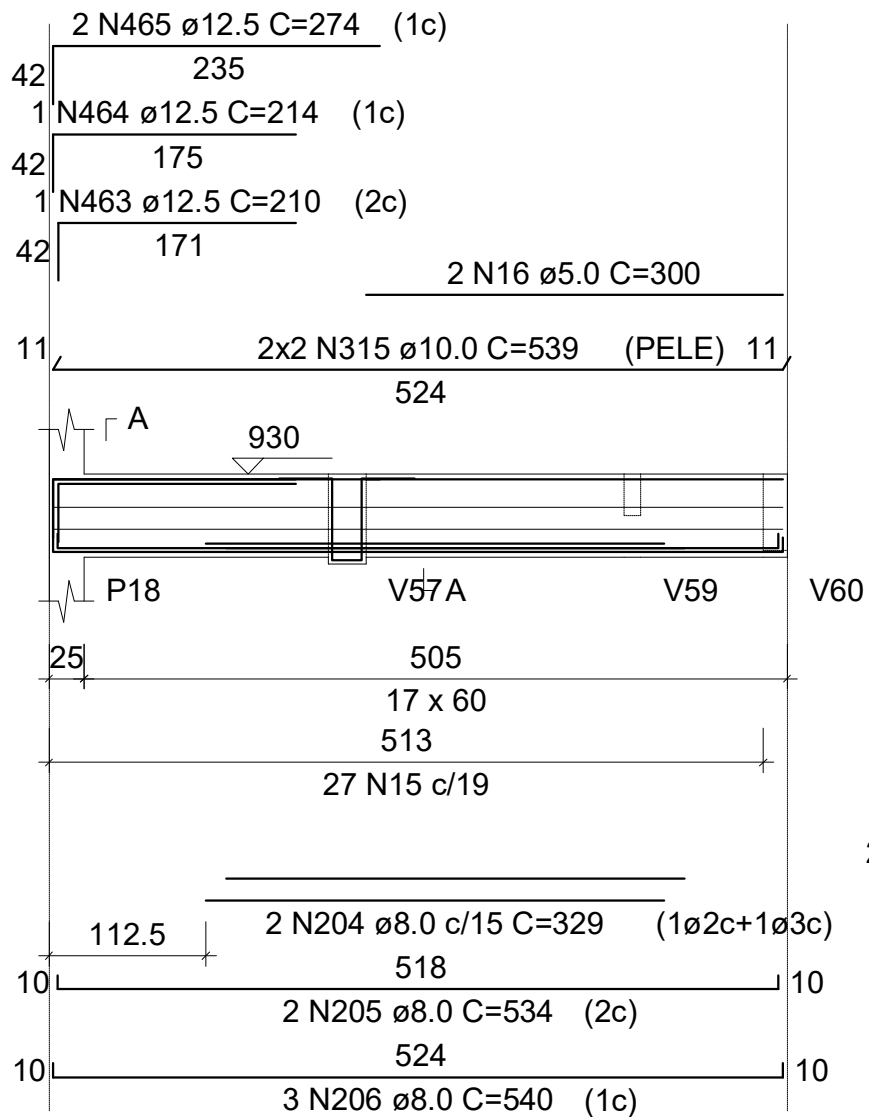
ESC 1:75



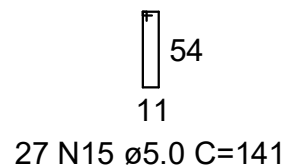
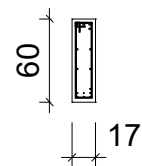
Tipo B 1

V8

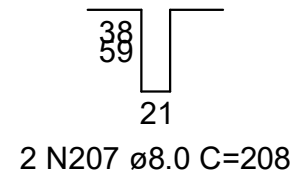
ESC 1:75



SEÇÃO A-A
ESC 1:75



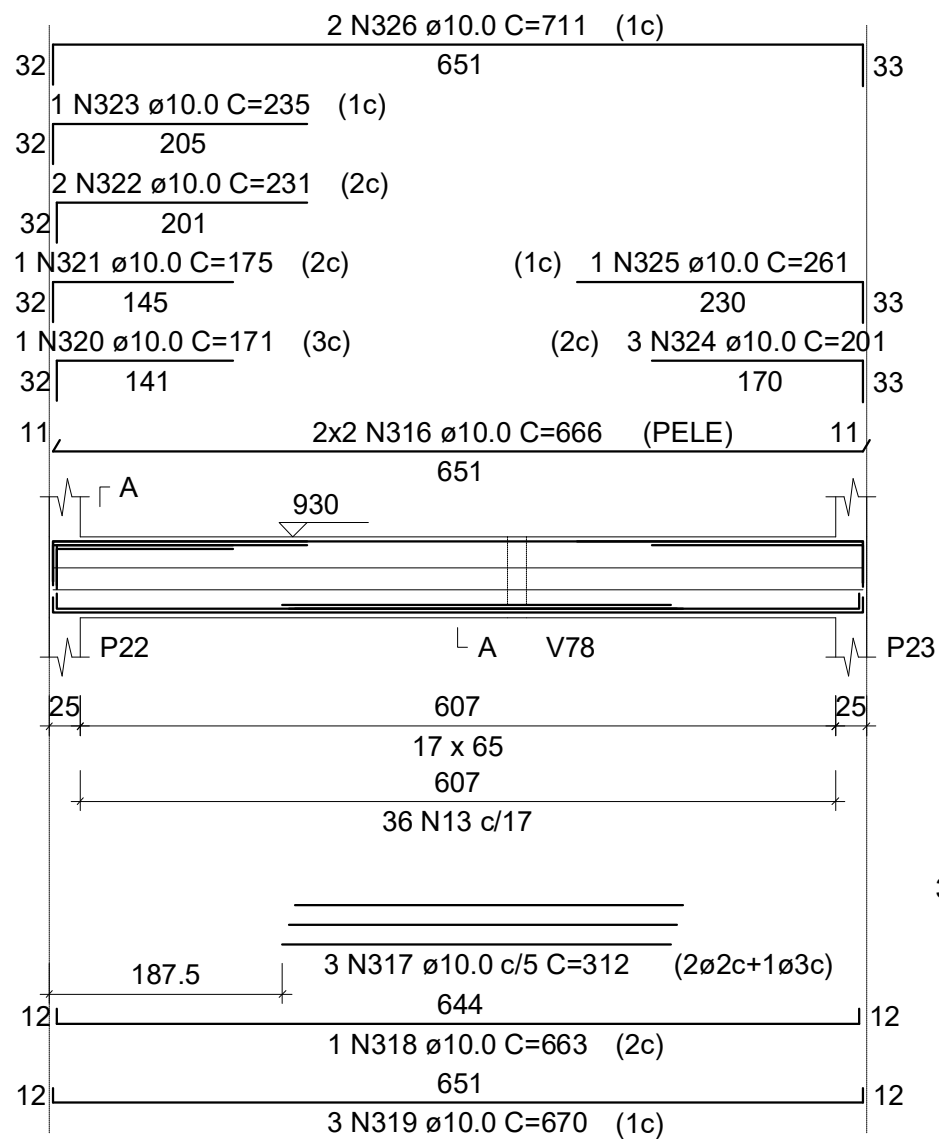
SUSPENSÃO V57
ESC 1:75



Tipo B 1

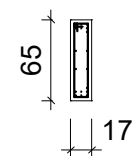
V9

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

ESC 1:75



59
11
36 N13 $\phi 5.0$ C=151

Tipo B 1

V10

ESC 1:75

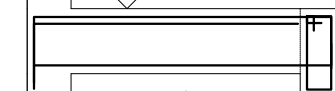
2 N328 \varnothing 10.0 C=185 (1c)

30 136 24

1 N327 \varnothing 10.0 C=149 (2c)

30 121

A
930



P90 A V89

20 121.5

12 x 30

121.5

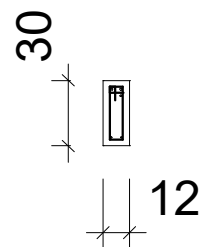
9N11c/15

136

2 N103 \varnothing 6.3 C=145 (1c)

SEÇÃO A-A

ESC 1:75



24
6

9 N11 \varnothing 5.0 C=71

SUSPENSÃO V89

ESC 1:75

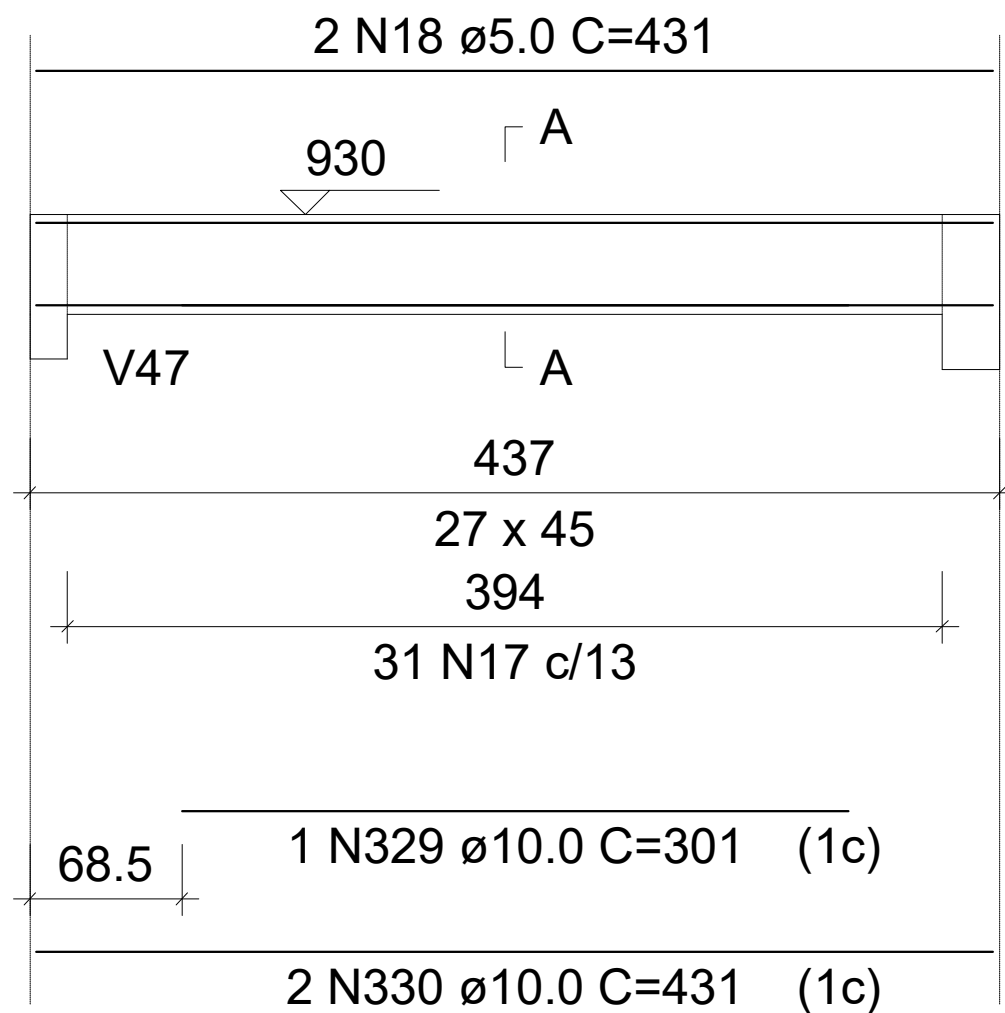
34
11

1 N104 \varnothing 6.3 C=102

Tipo B 1

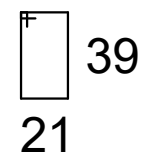
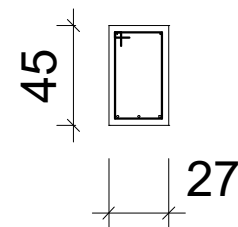
V11

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

ESC 1:75

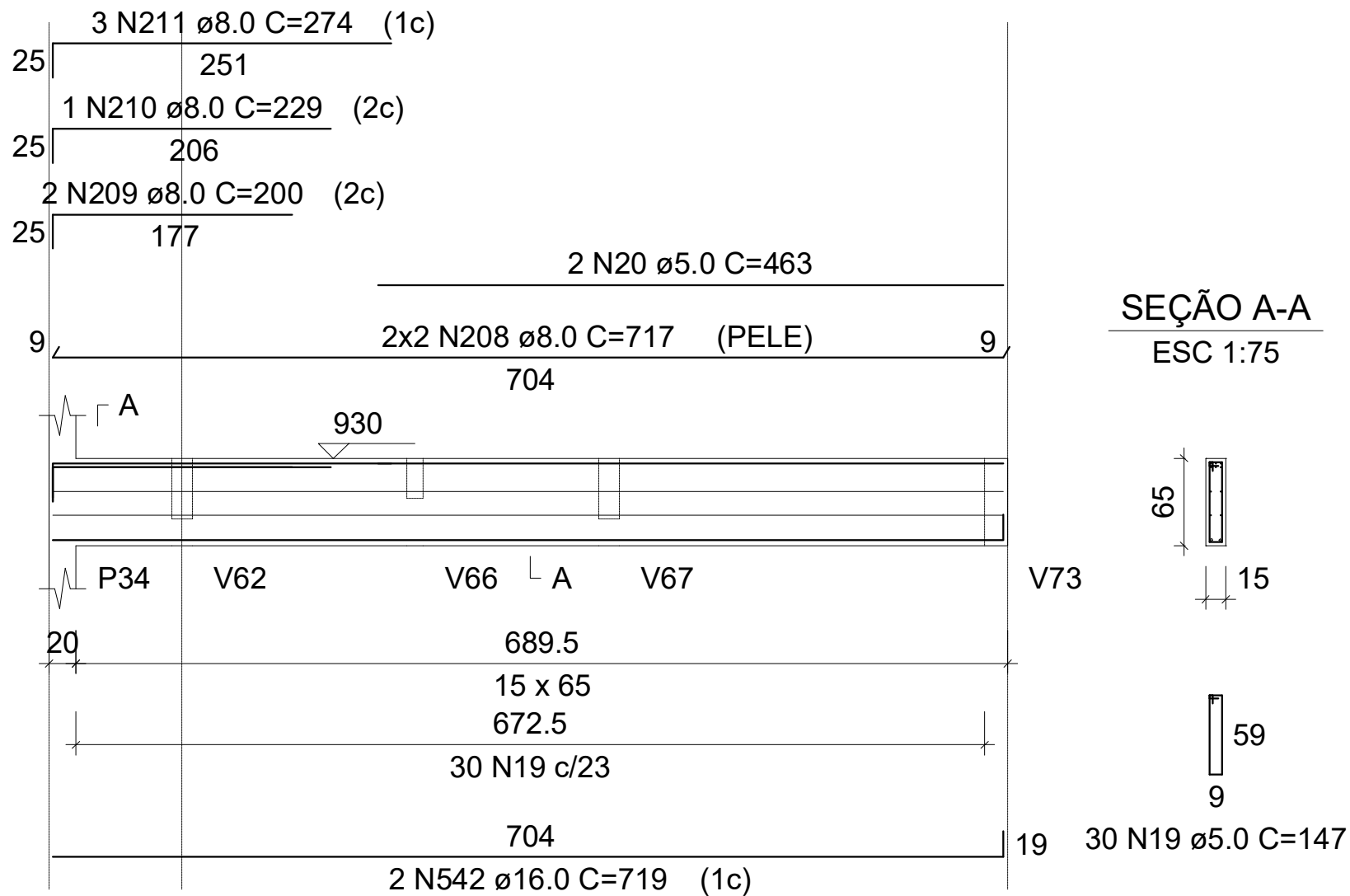


31 N17 \varnothing 5.0 C=131

Tipo B 1

V12

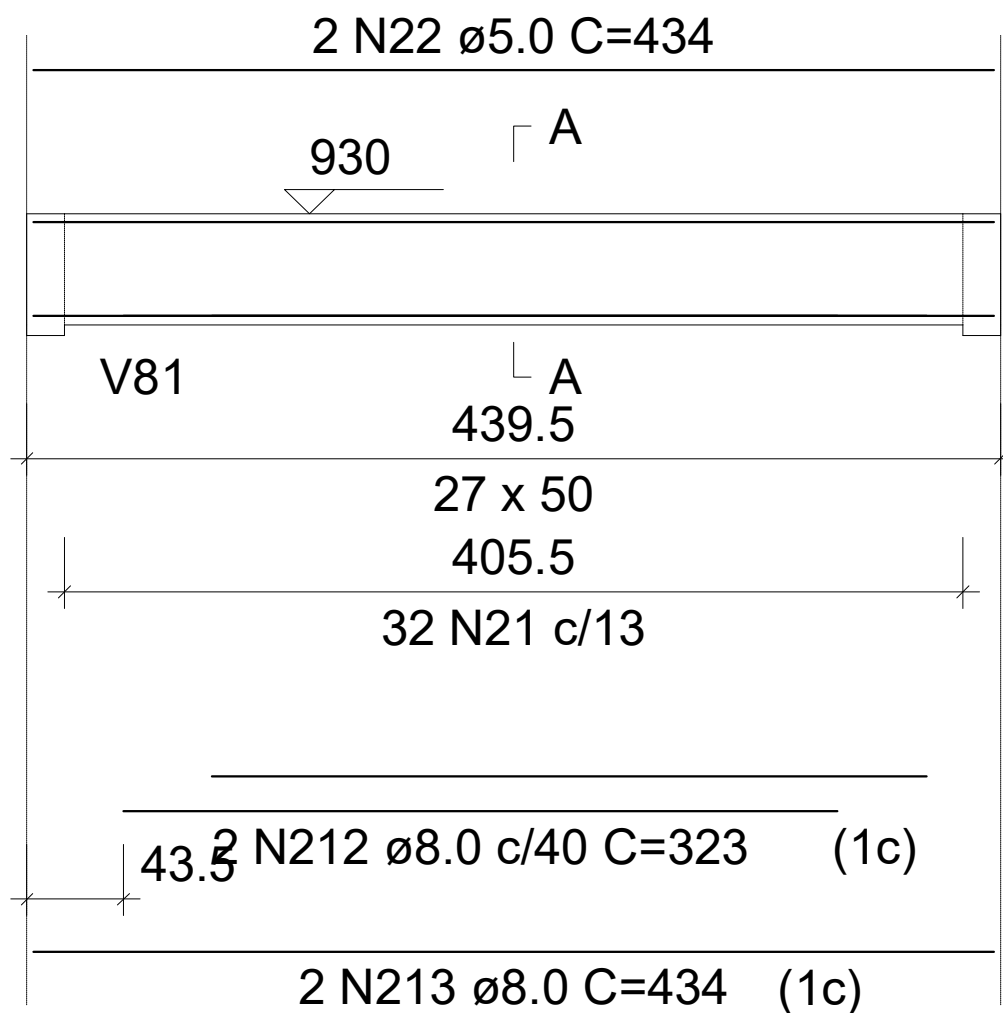
ESC 1:75



Tipo B 1

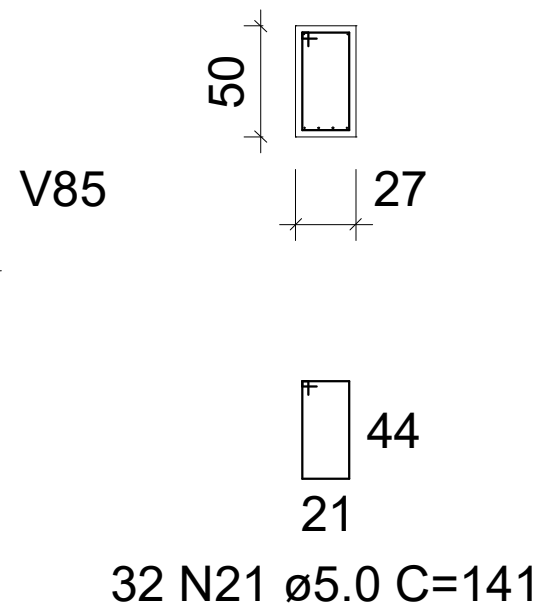
V13

ESC 1:75



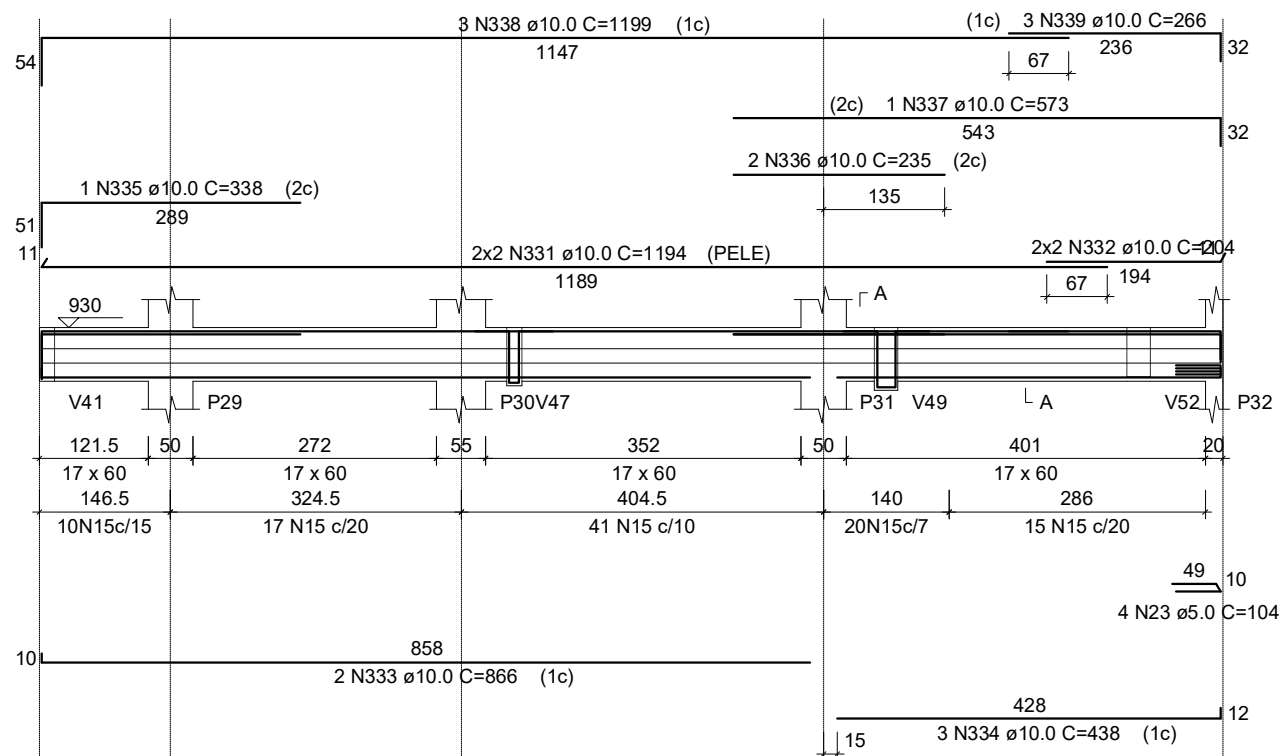
SEÇÃO A-A

ESC 1:75

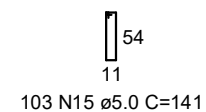
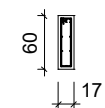


Tipo B 1

V14
ESC 1:75



SEÇÃO A-A
ESC 1:75



SUSPENSÃO V47
ESC 1:75



2 N214 $\varnothing 8.0$ C=198

SUSPENSÃO V49
ESC 1:75

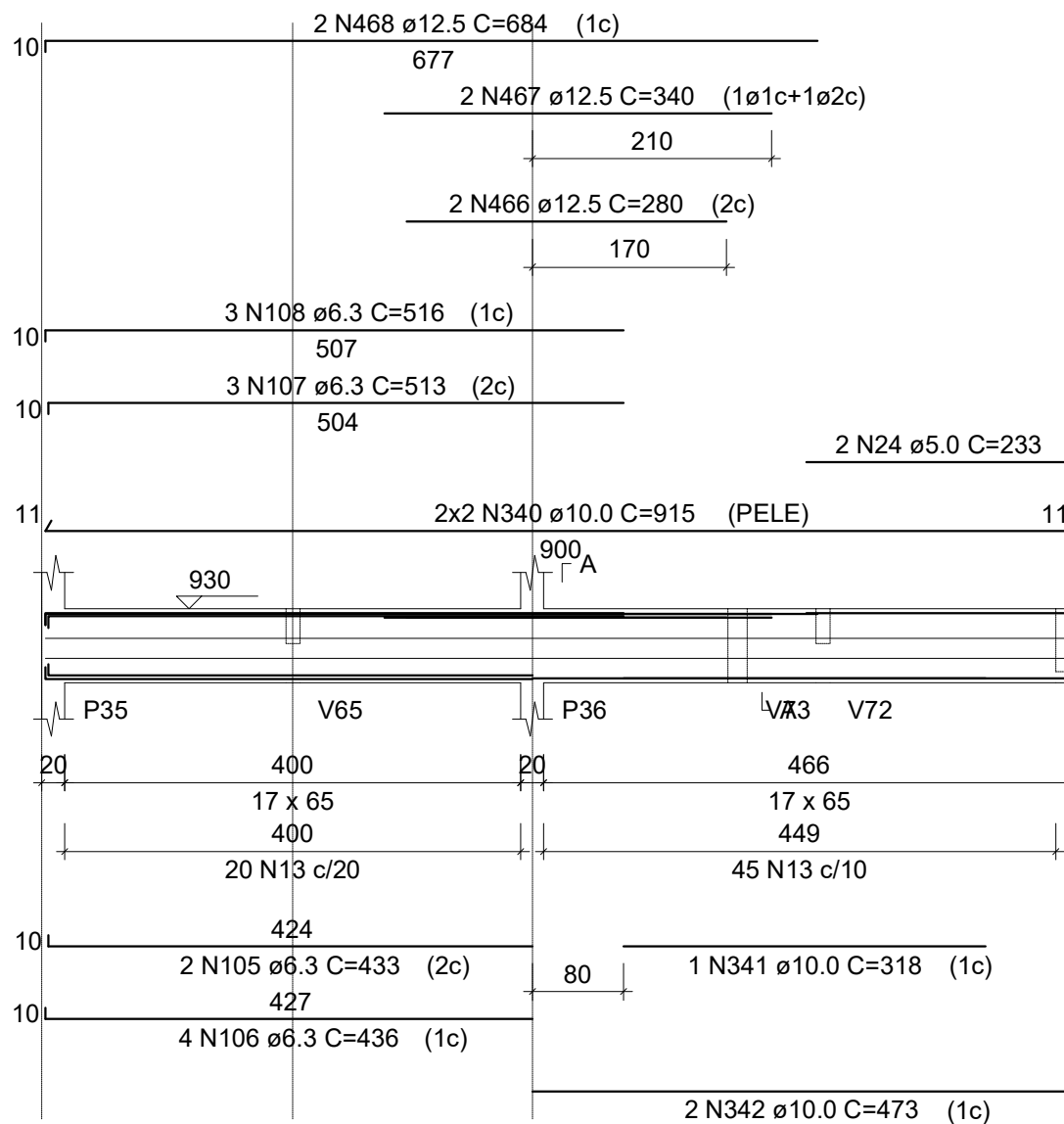


2 N215 $\varnothing 8.0$ C=217

Tipo B 1

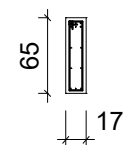
V15

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

ESC 1:75

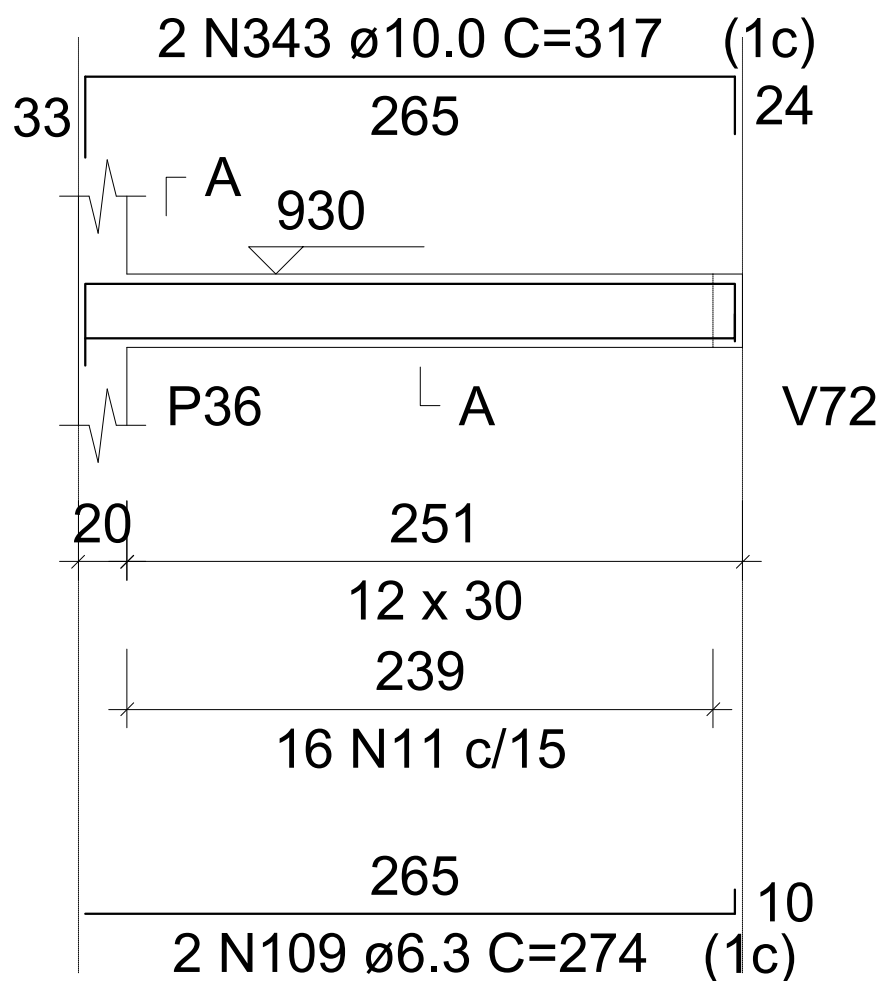


65 N13 $\phi 5.0$ C=151

Tipo B 1

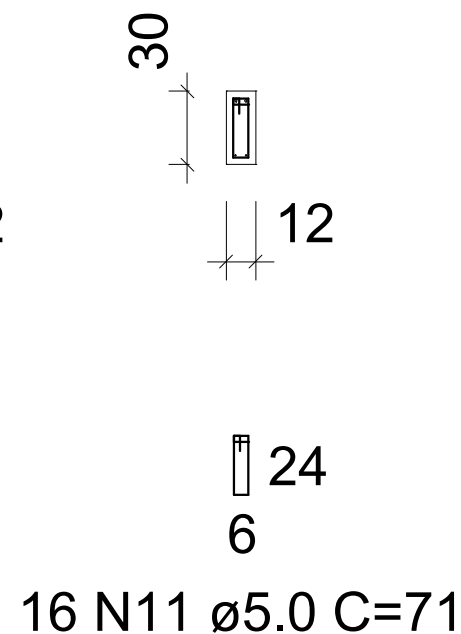
V16

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

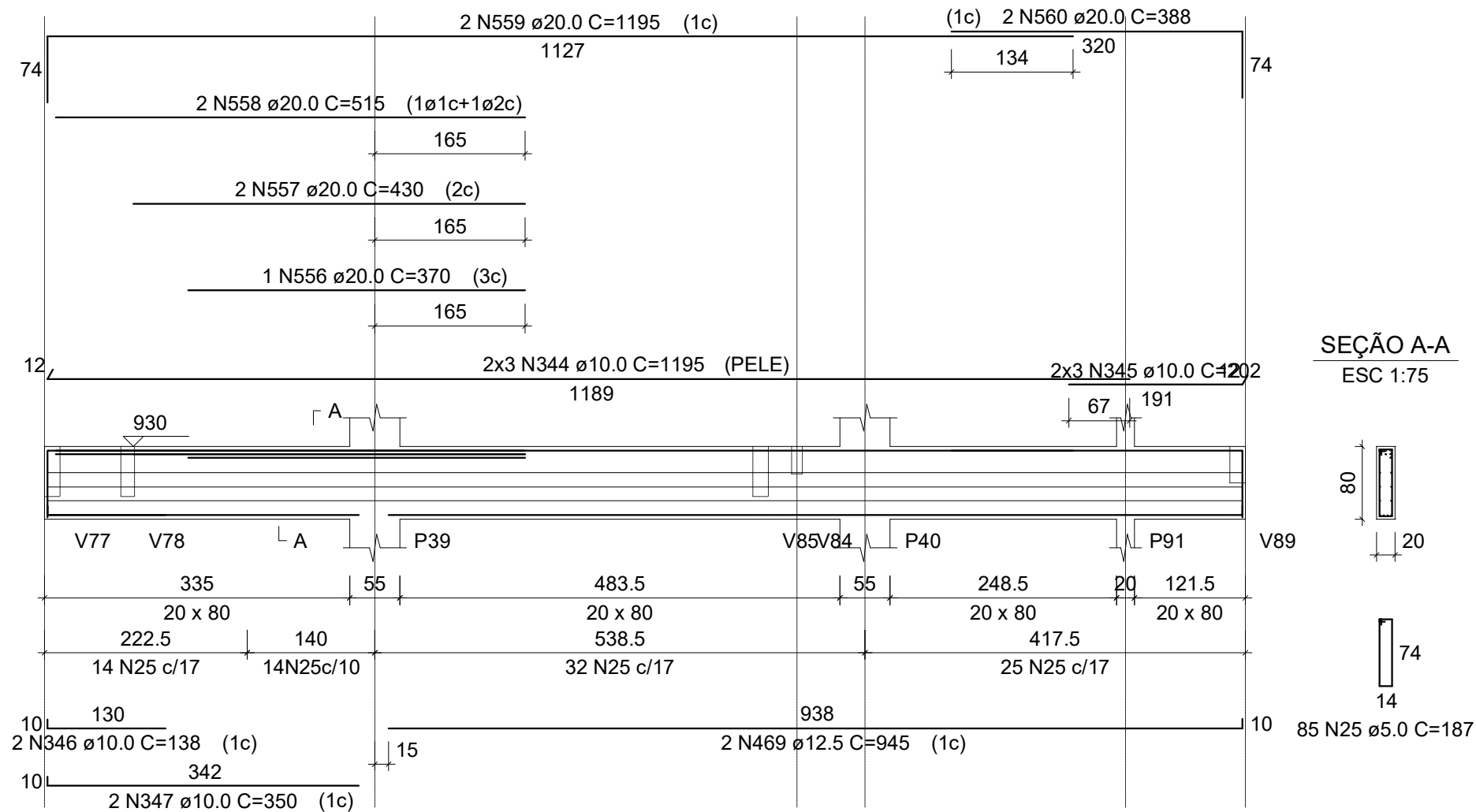
ESC 1:75



Tipo B 1

V17

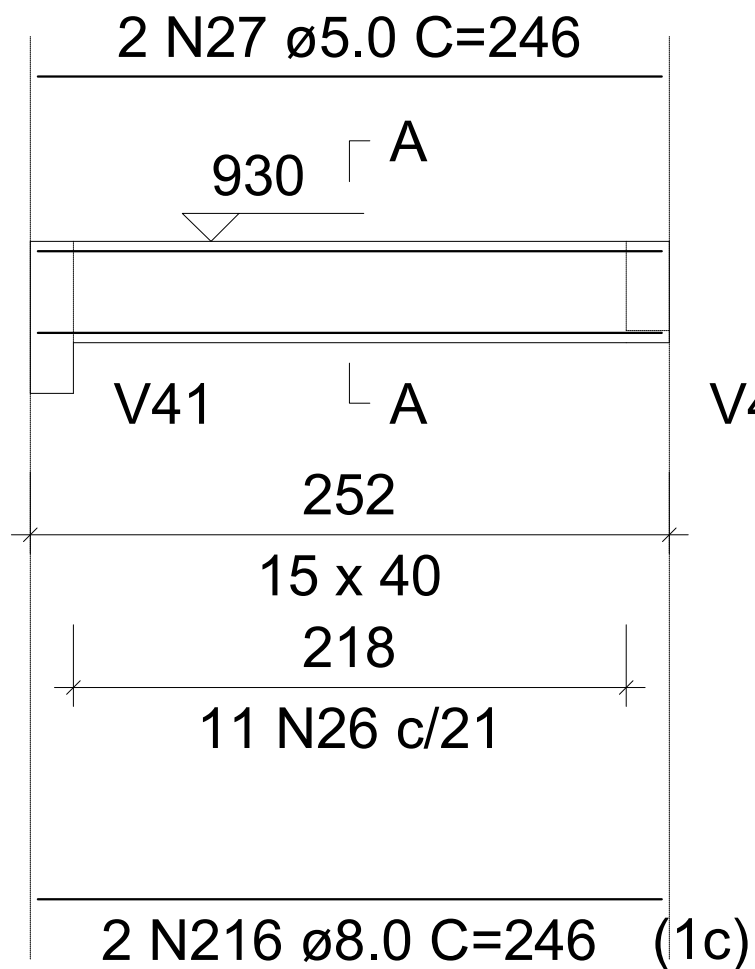
ESC 1:75



Tipo B 1

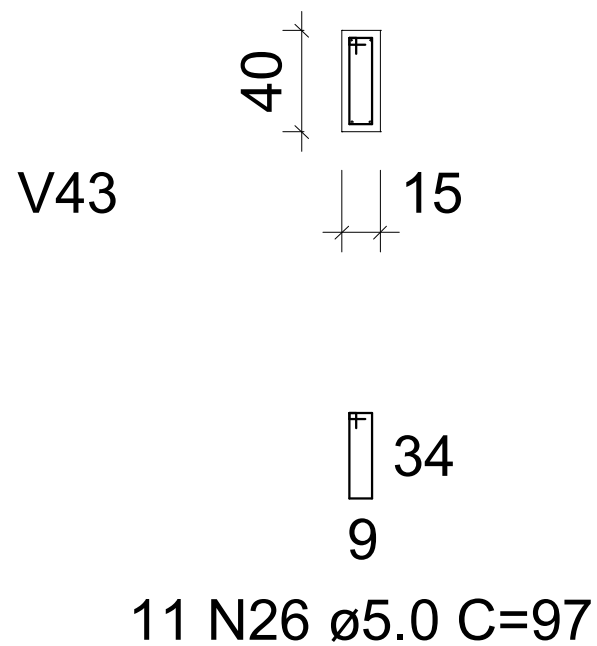
V18

ESC 1:75



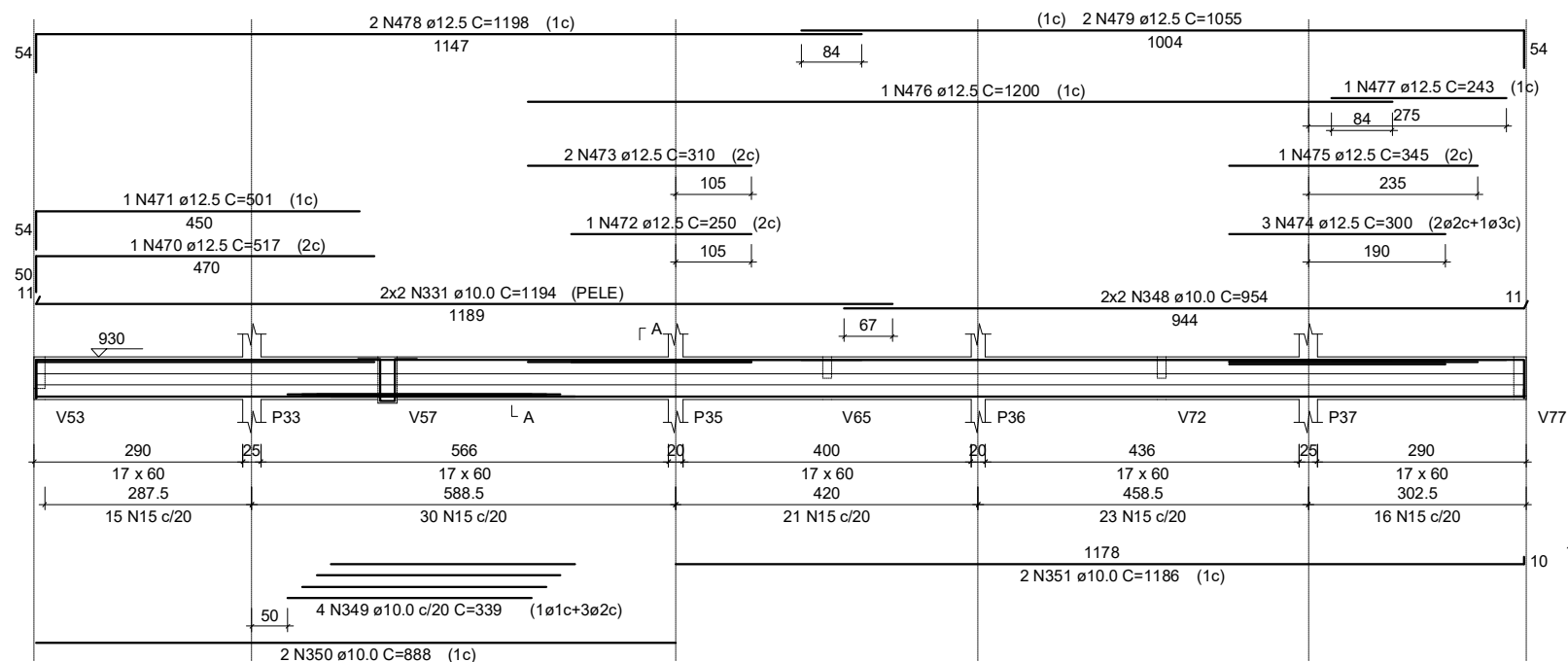
SEÇÃO A-A

ESC 1:75



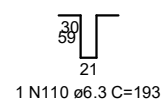
Tipo B 1

V19
ESC 1:75

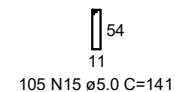


SEÇÃO A-A
ESC 1:75

SUSPENSÃO V57
ESC 1:75



1 N110 ϕ 6.3 C=193

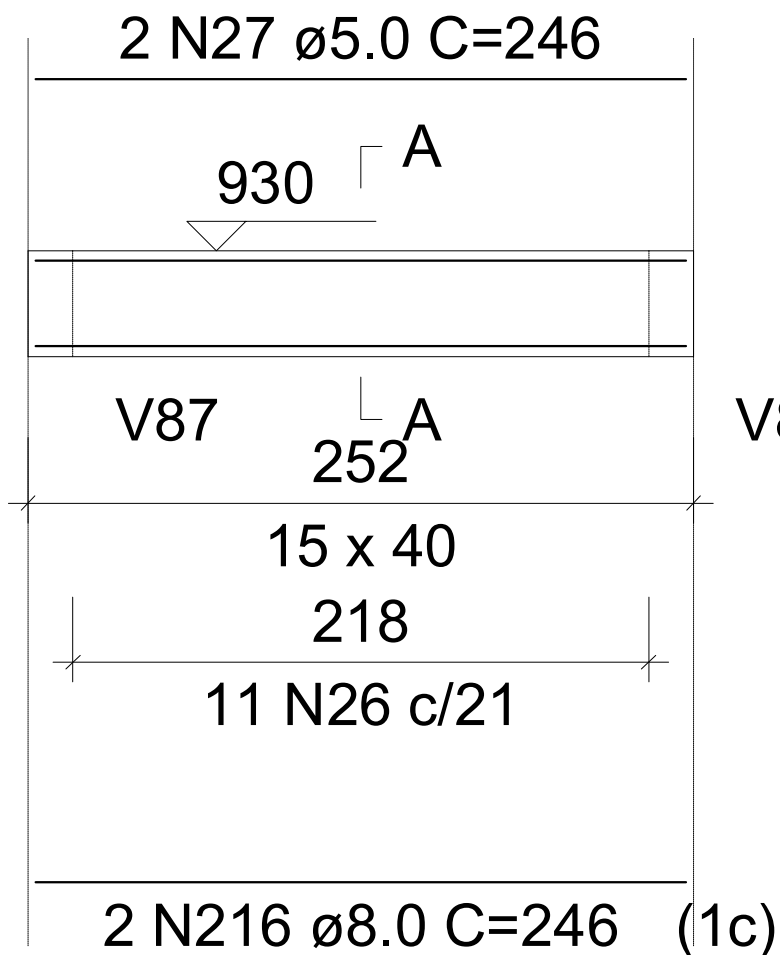


105 N15 ϕ 5.0 C=141

Tipo B 1

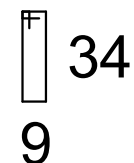
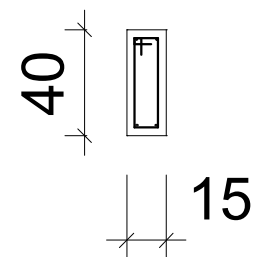
V20

ESC 1:75



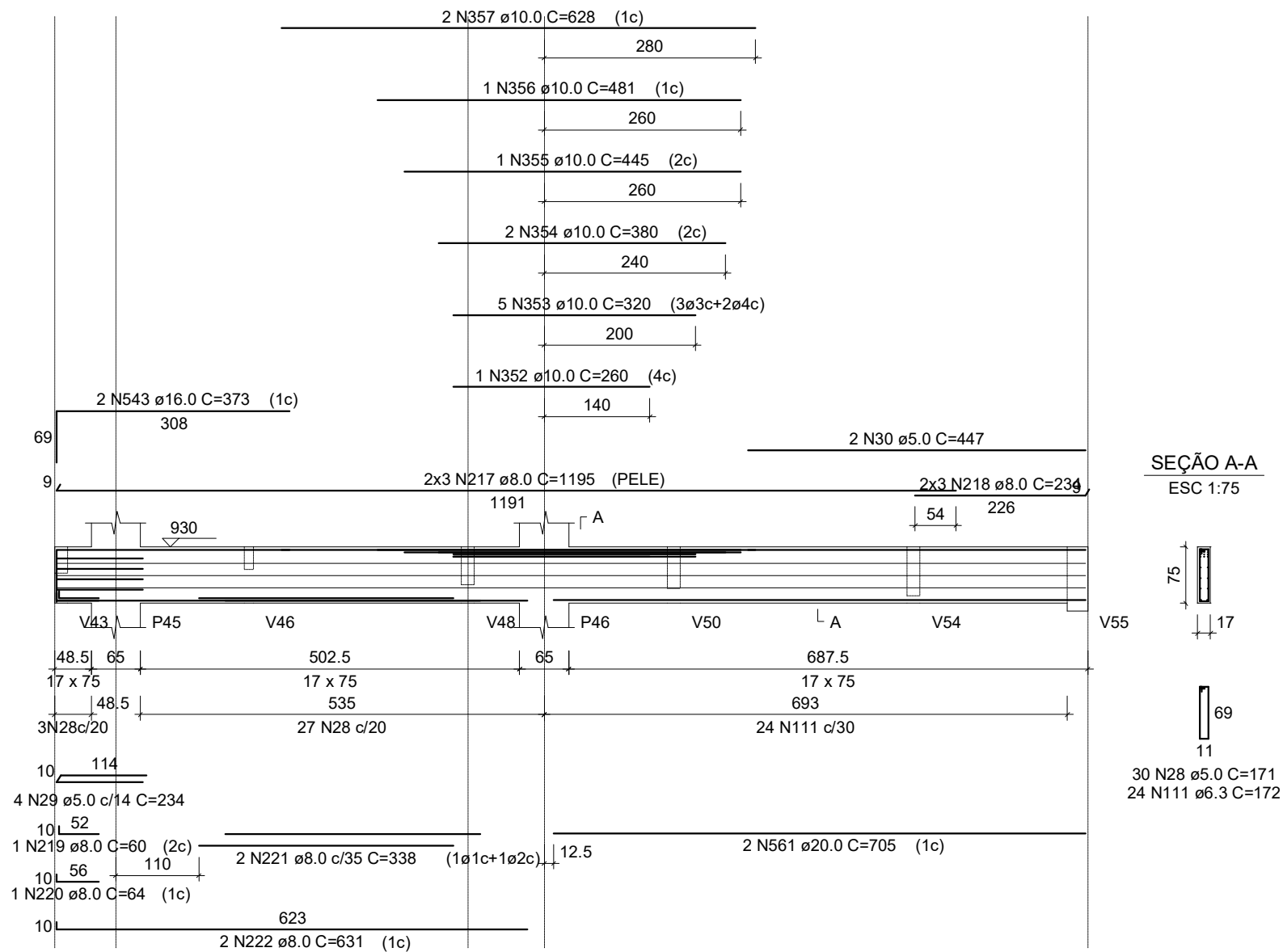
SEÇÃO A-A

ESC 1:75



11 N26 ø5.0 C=97

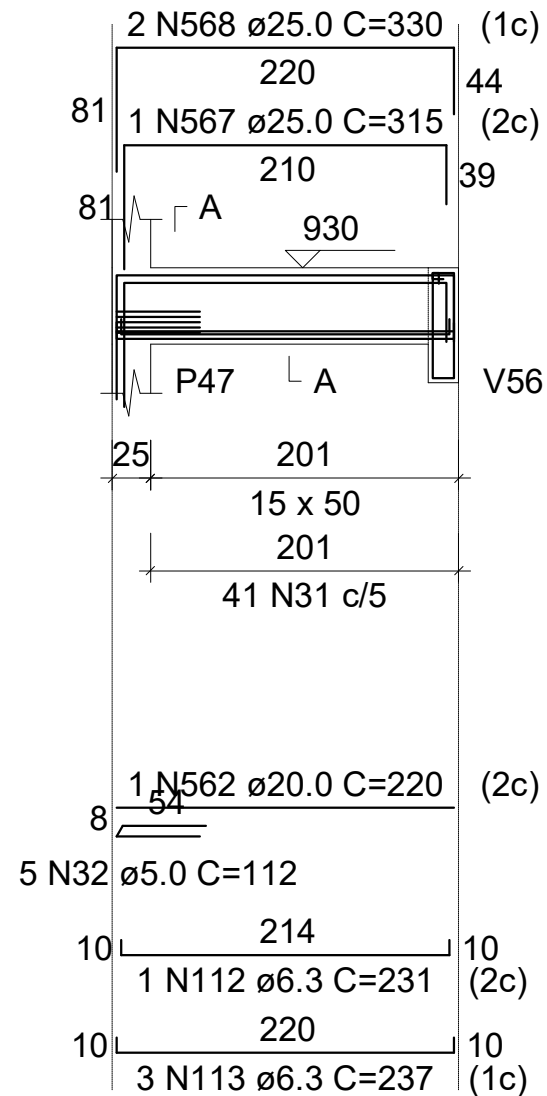
Tipo B 1
V21
 ESC 1:75



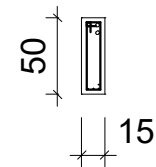
Tipo B 1

V22

ESC 1:75

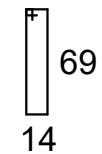


SEÇÃO A-A
ESC 1:75



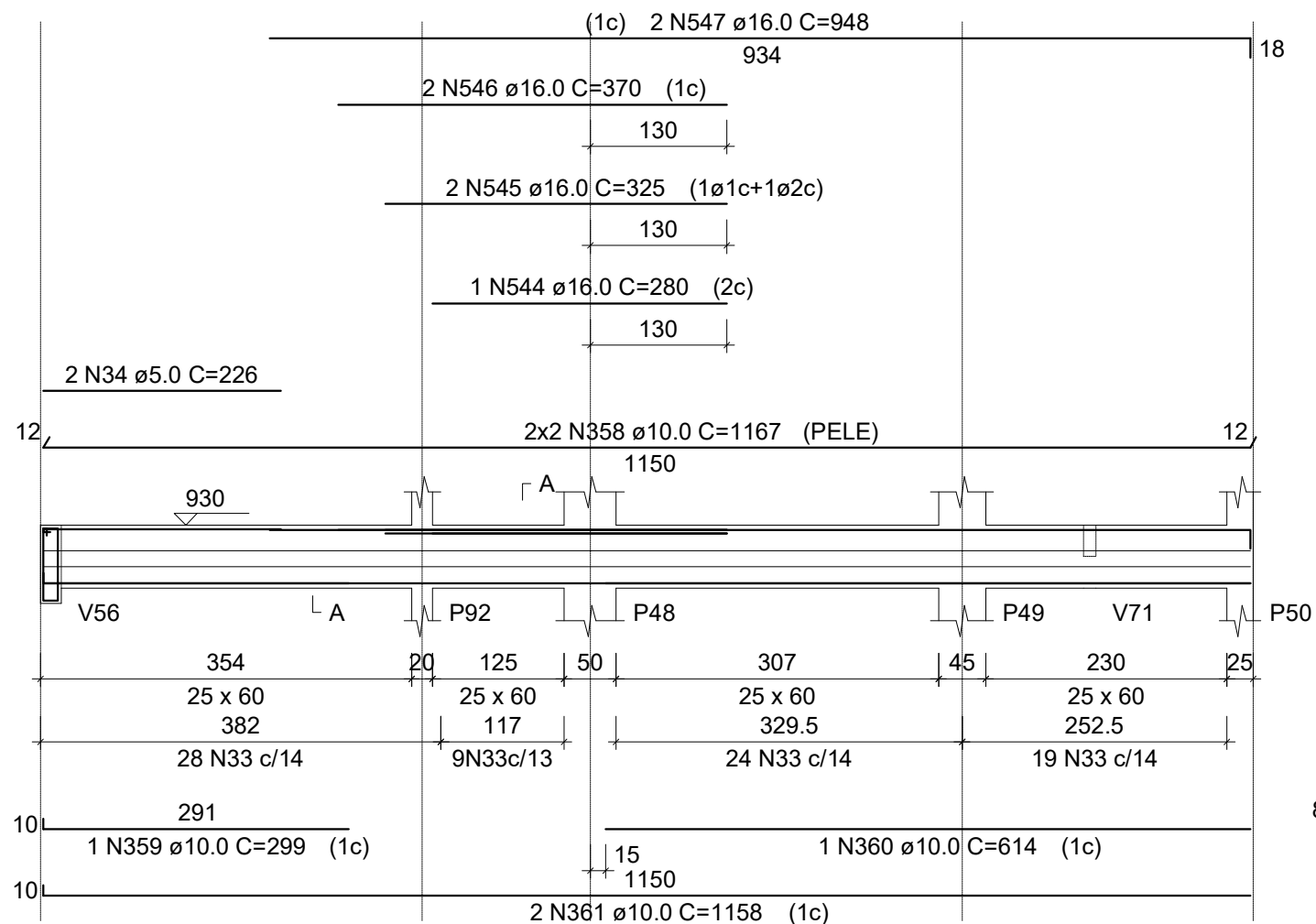
44
9
41 N31 $\phi 5.0$ C=117

SUSPENSÃO V56
ESC 1:75

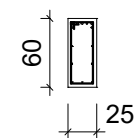


2 N223 $\phi 8.0$ C=178

Tipo B 1
V23
 ESC 1:75

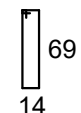


SEÇÃO A-A
 ESC 1:75



80 N33 ϕ 5.0 C=157

SUSPENSÃO V56
 ESC 1:75

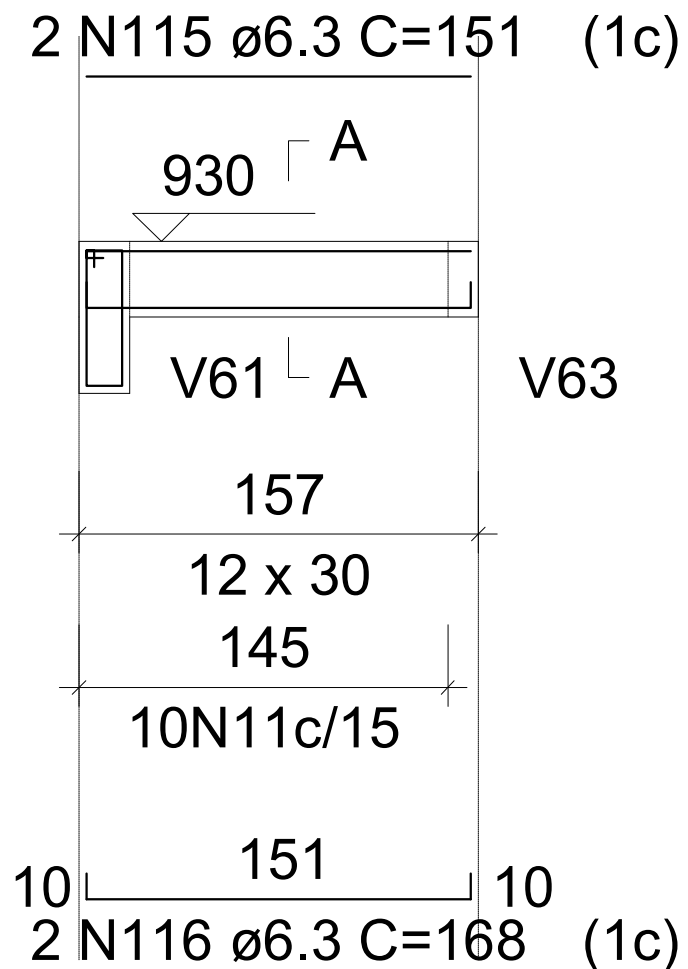


1 N114 ϕ 6.3 C=178

Tipo B 1

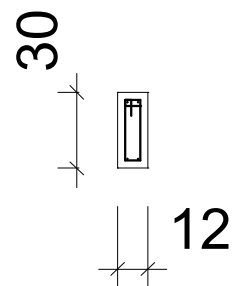
V24

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

ESC 1:75



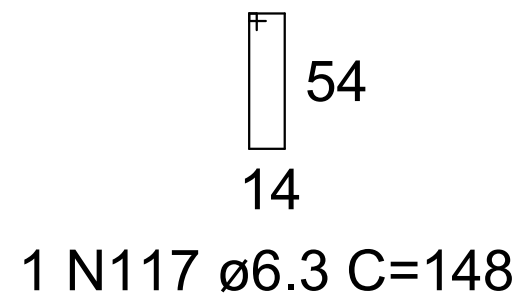
24

6

10 N11 $\varnothing 5.0$ C=71

SUSPENSÃO V61

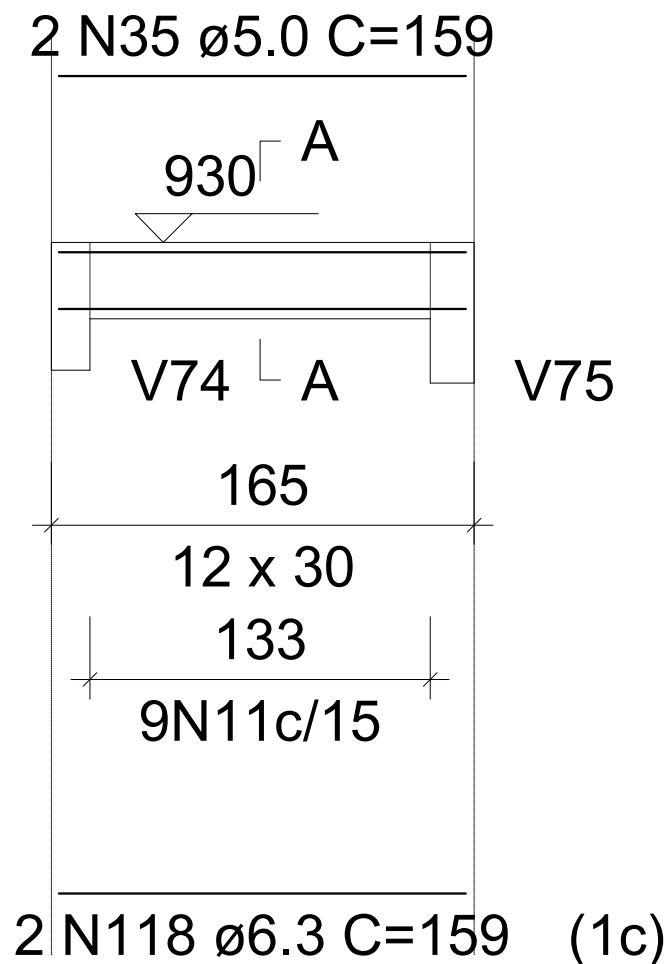
ESC 1:75



Tipo B 1

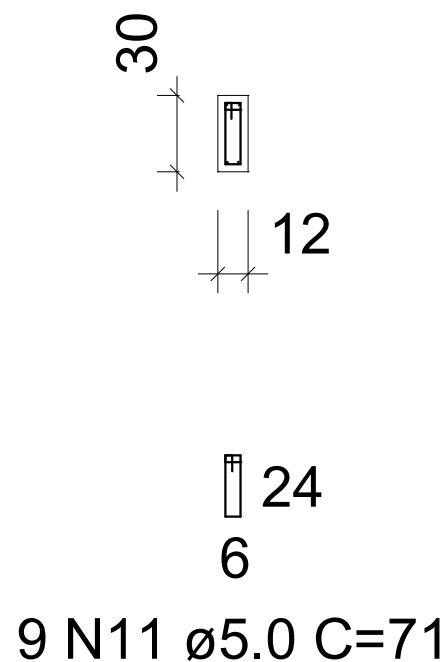
V25

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

ESC 1:75



Tipo B 1

V26

ESC 1:75

3 N121 $\varnothing 6.3$ C=192 (1c)

39 154
1 N120 $\varnothing 6.3$ C=186 (2c)

36 151
930 A
V74 A P62

135 25
17 x 45
120
6N36c/20

4 N119 $\varnothing 6.3$ C=154 (1c)

SEÇÃO A-A

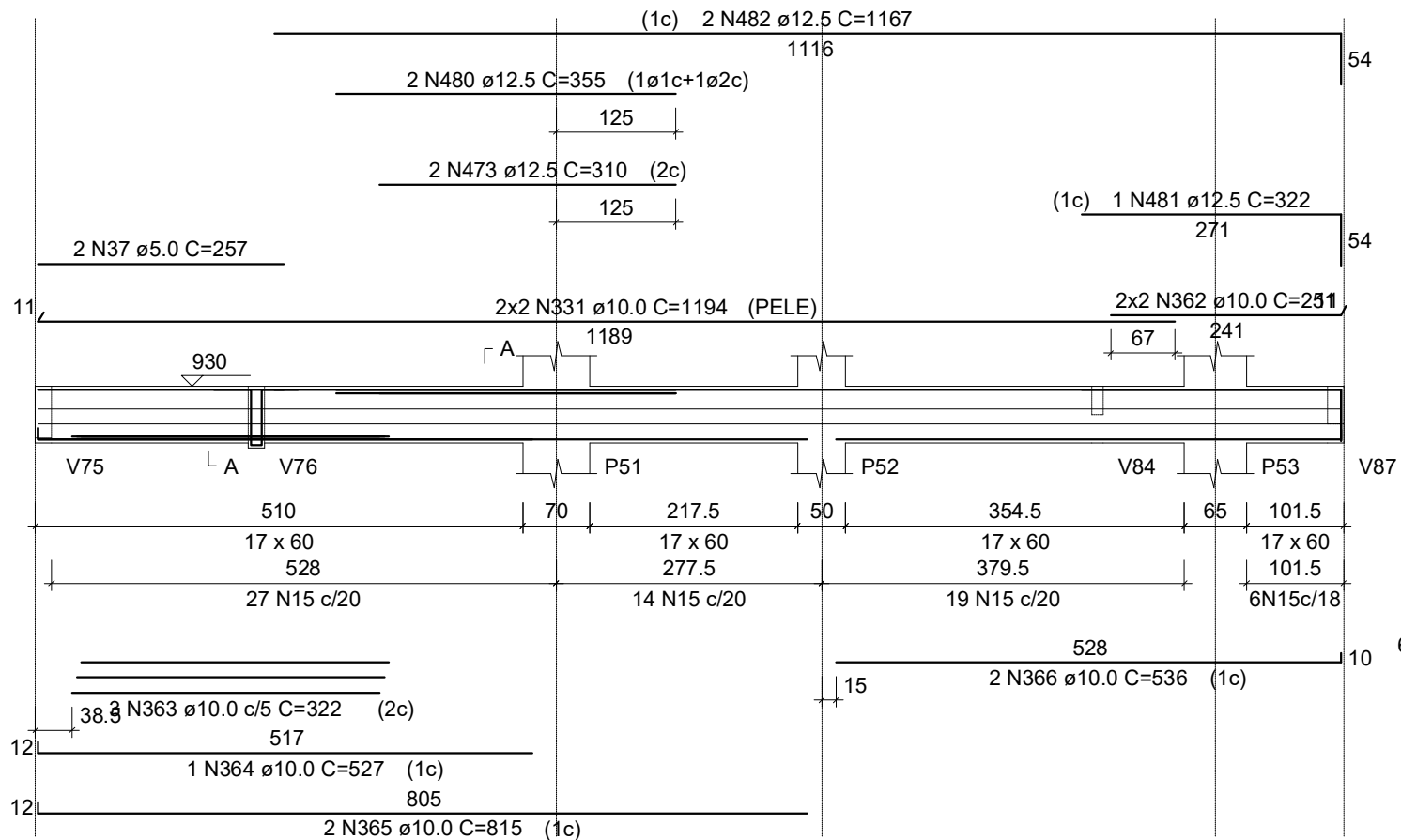
ESC 1:75

45
17

39
11

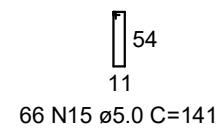
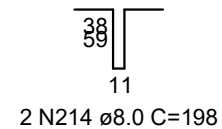
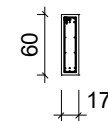
6 N36 $\varnothing 5.0$ C=111

Tipo B 1
V27
 ESC 1:75



SEÇÃO A-A
 ESC 1:75

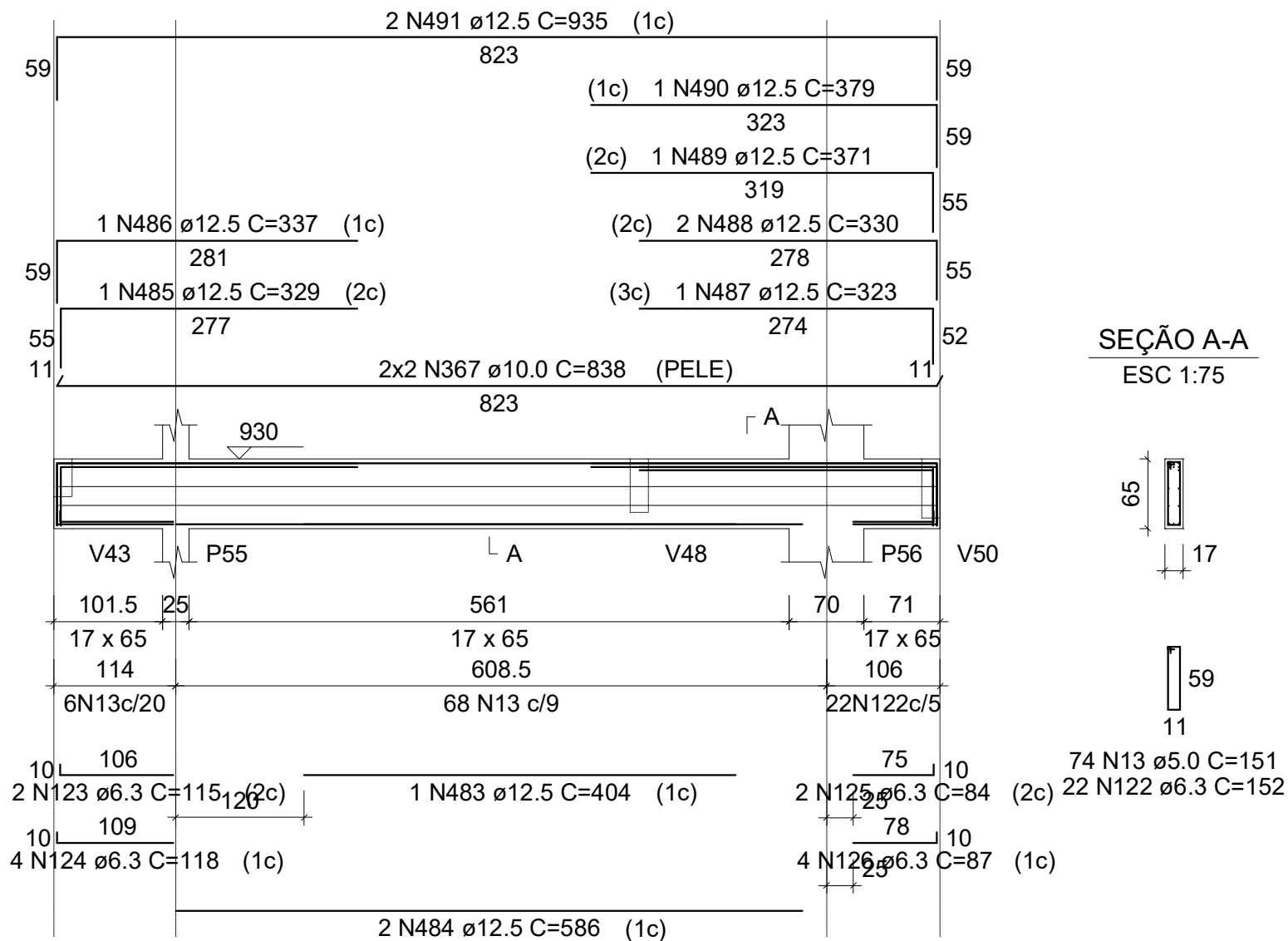
SUSPENSÃO V76
 ESC 1:75



Tipo B 1

V28

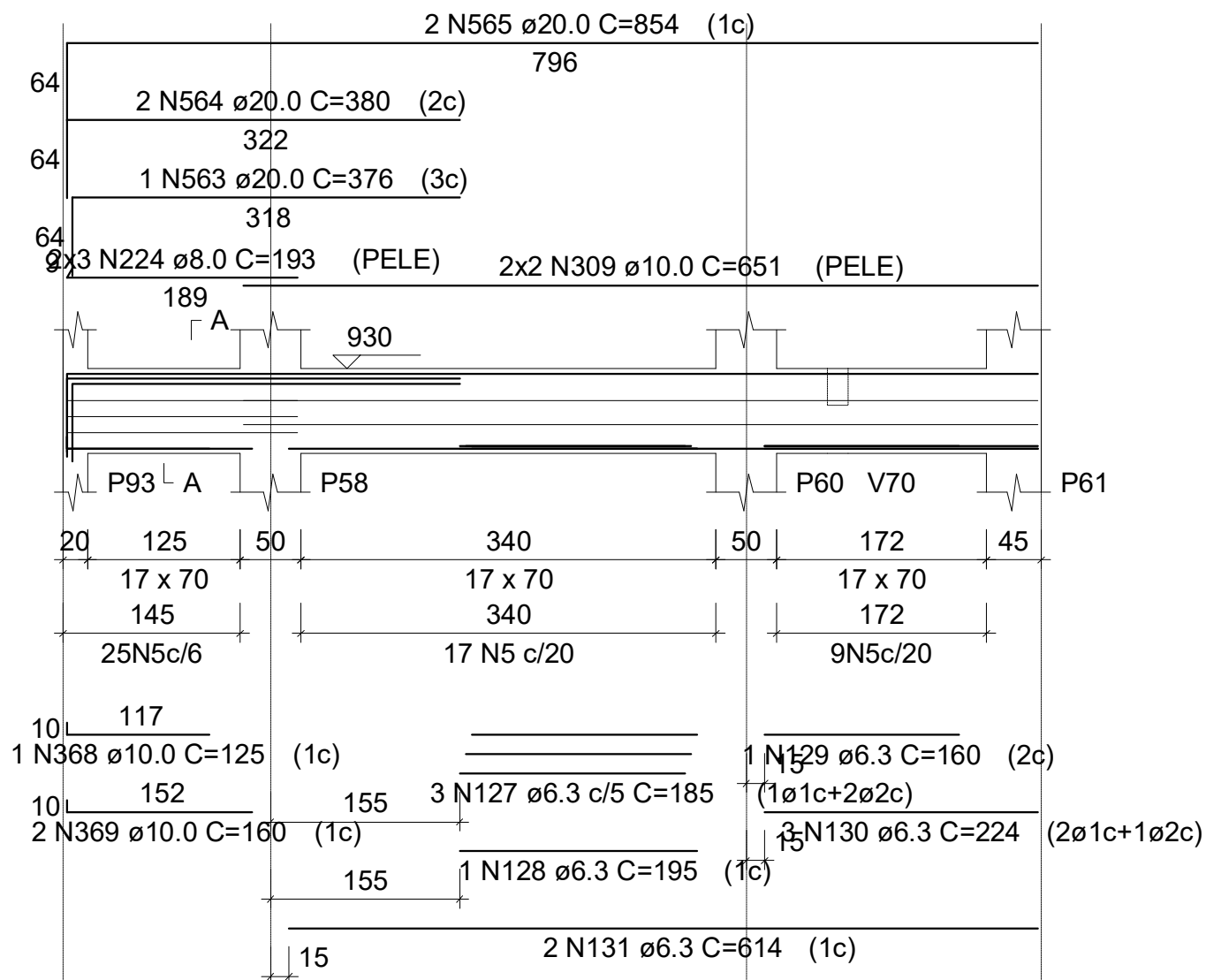
ESC 1:75



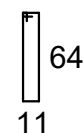
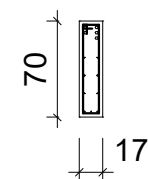
Tipo B 1

V29

ESC 1:75



SEÇÃO A-A
ESC 1:75

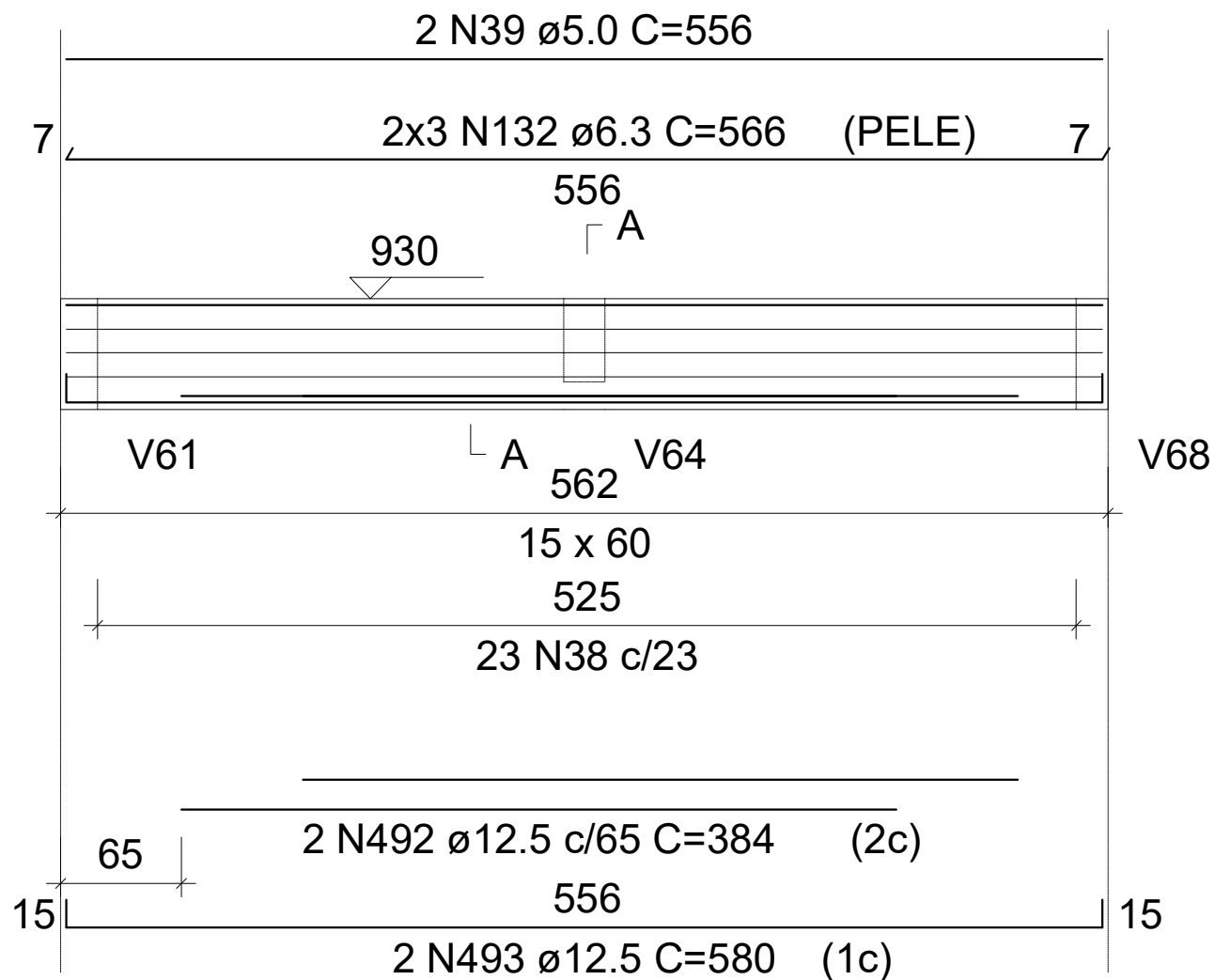


51 N5 $\phi 5.0$ C=161

Tipo B 1

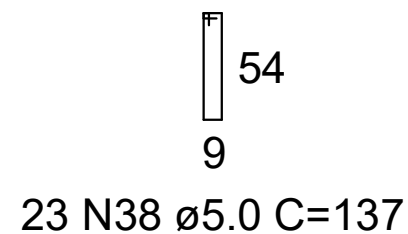
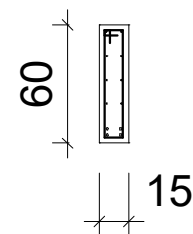
V30

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

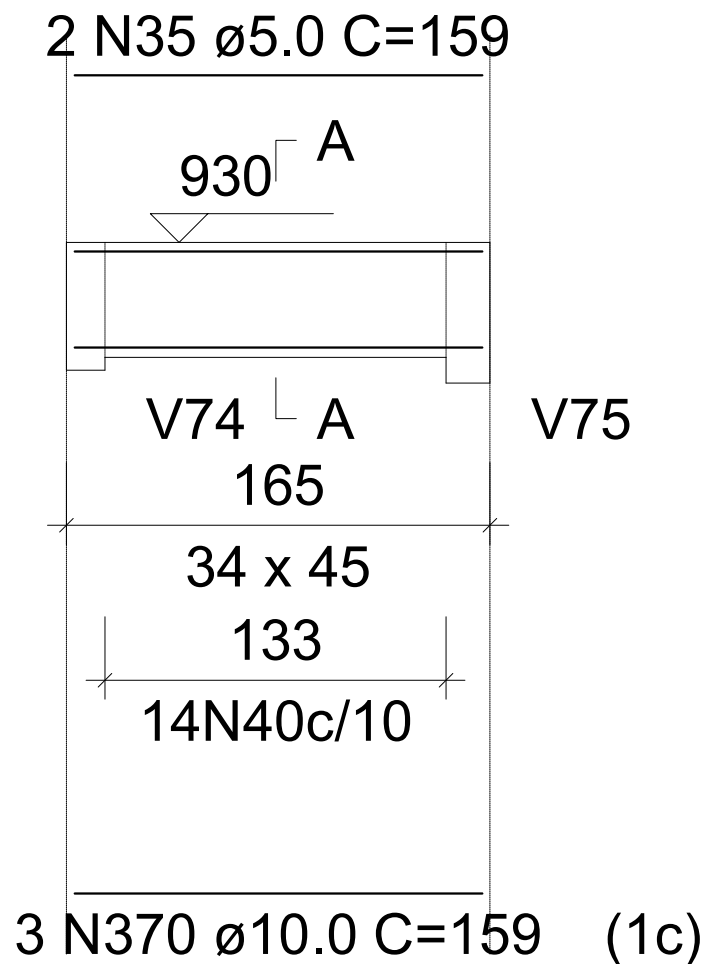
ESC 1:75



Tipo B 1

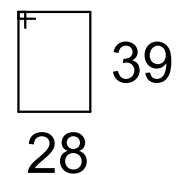
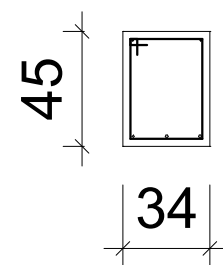
V31

ESC 1:75



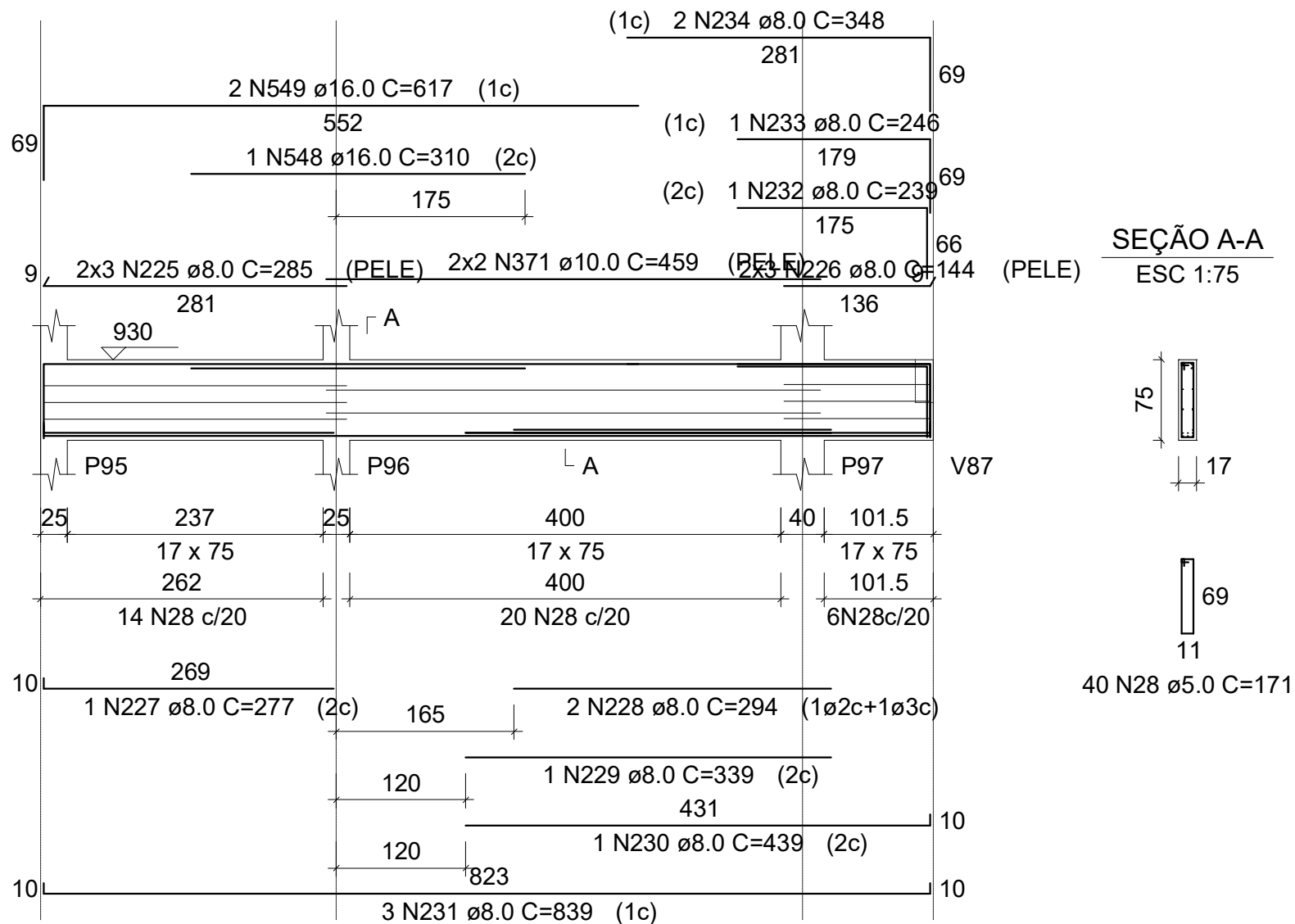
SEÇÃO A-A

ESC 1:75



14 N40 \varnothing 5.0 C=145

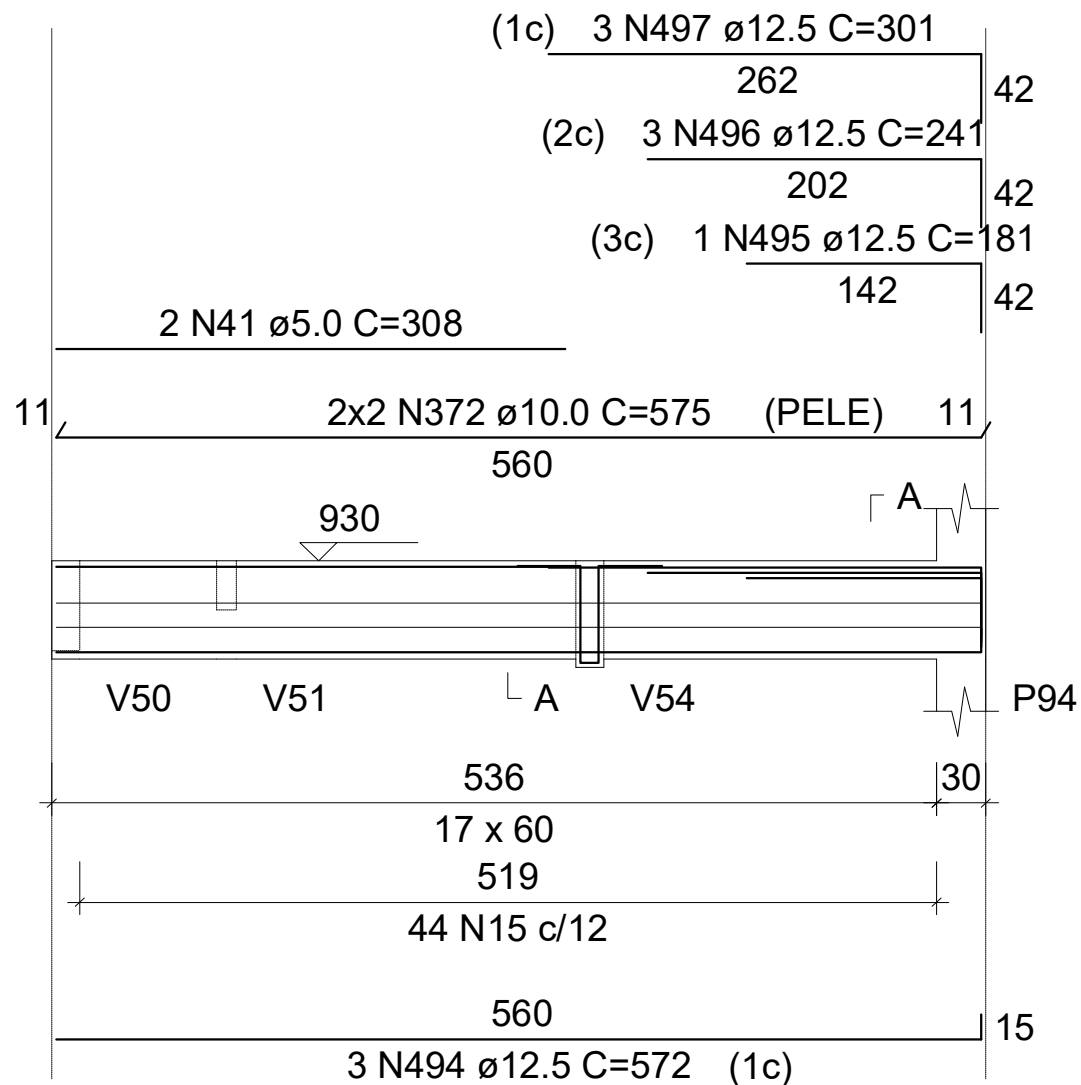
Tipo B 1
V32
 ESC 1:75



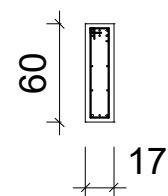
Tipo B 1

V33

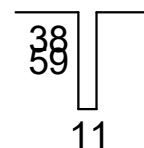
ESC 1:75



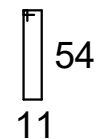
SEÇÃO A-A
ESC 1:75



SUSPENSÃO V54
ESC 1:75



2 N214 ϕ 8.0 C=198

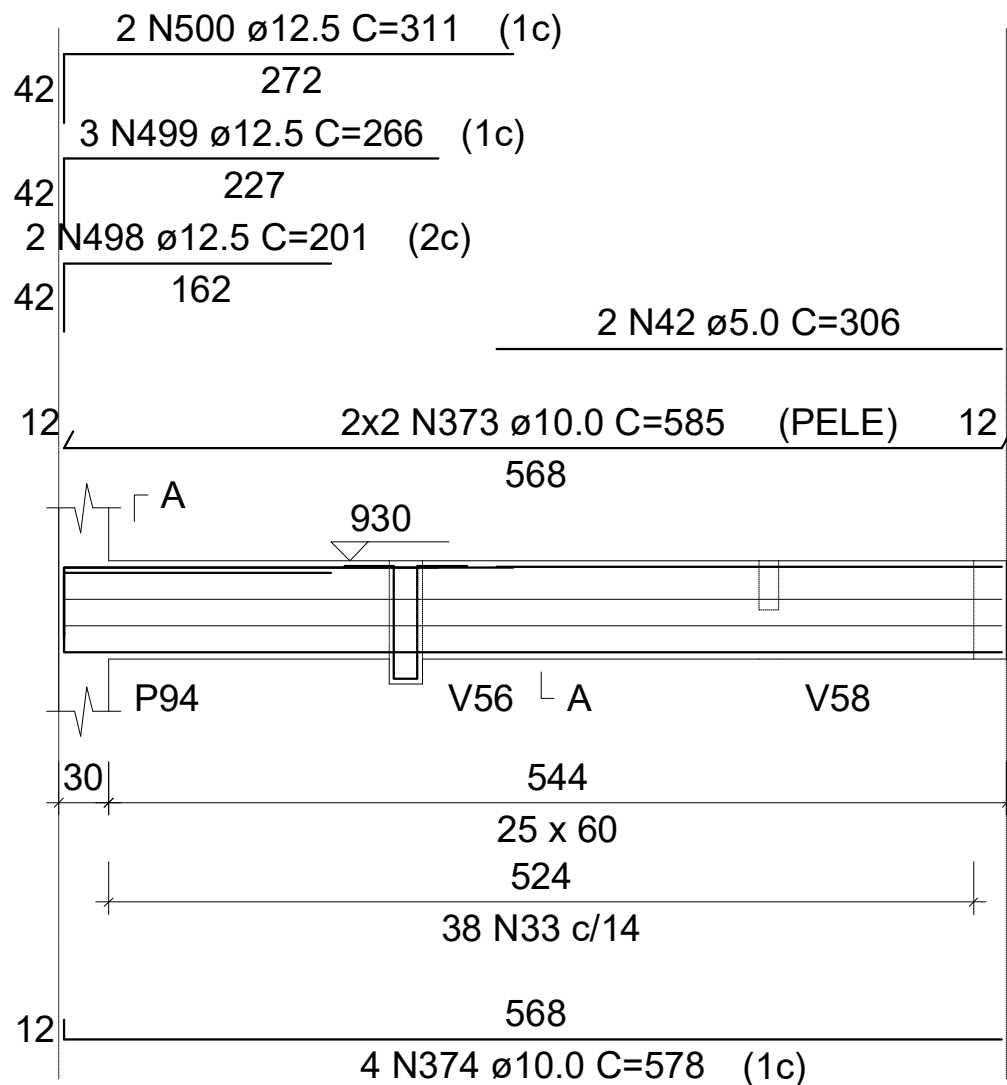


44 N15 ϕ 5.0 C=141

Tipo B 1

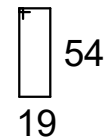
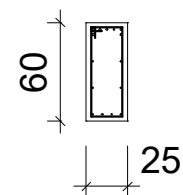
V34

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

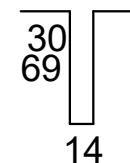
ESC 1:75



38 N33 ϕ 5.0 C=157

SUSPENSÃO V56

ESC 1:75

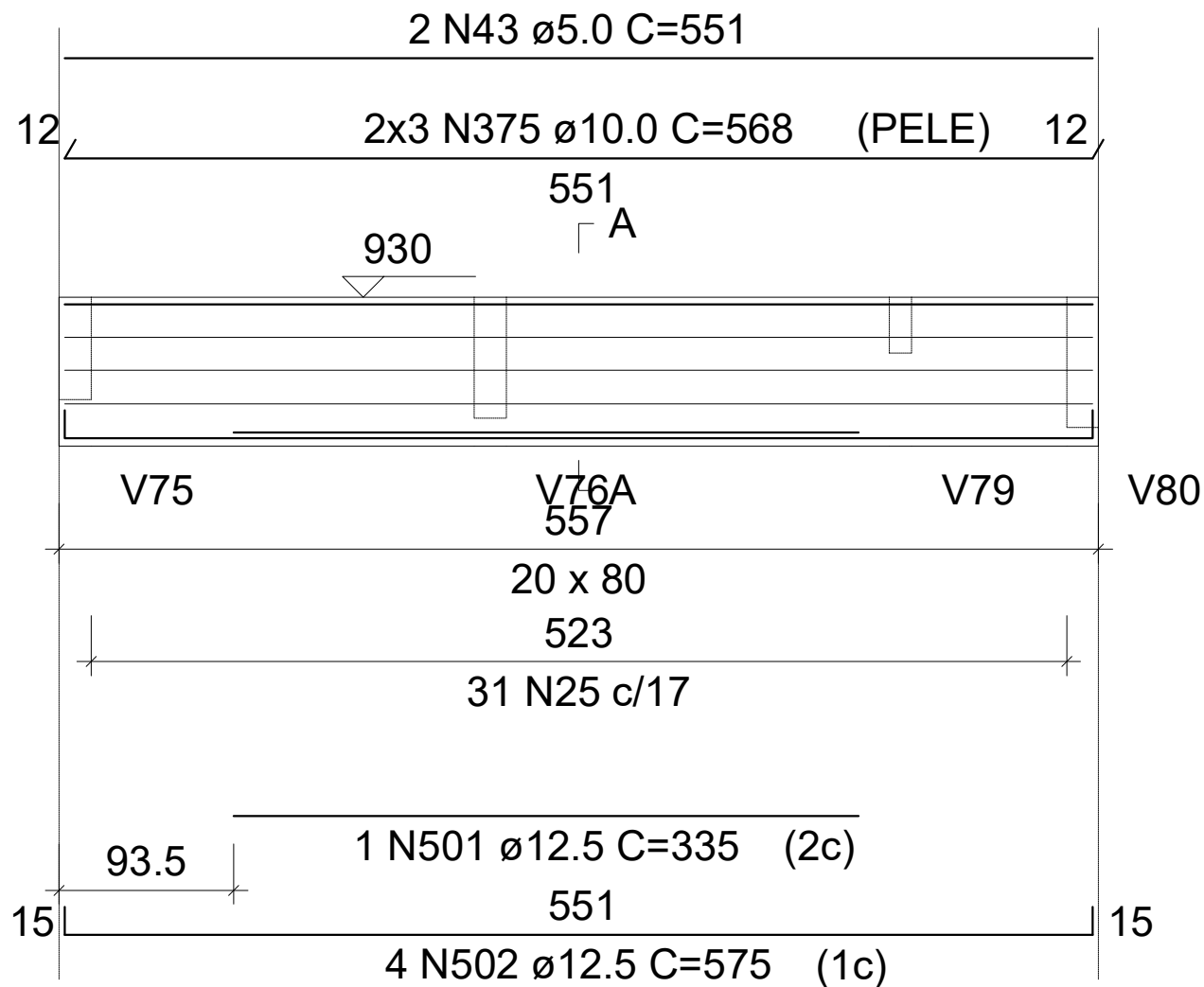


3 N133 ϕ 6.3 C=206

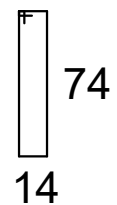
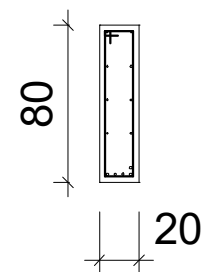
Tipo B 1

V35

ESC 1:75

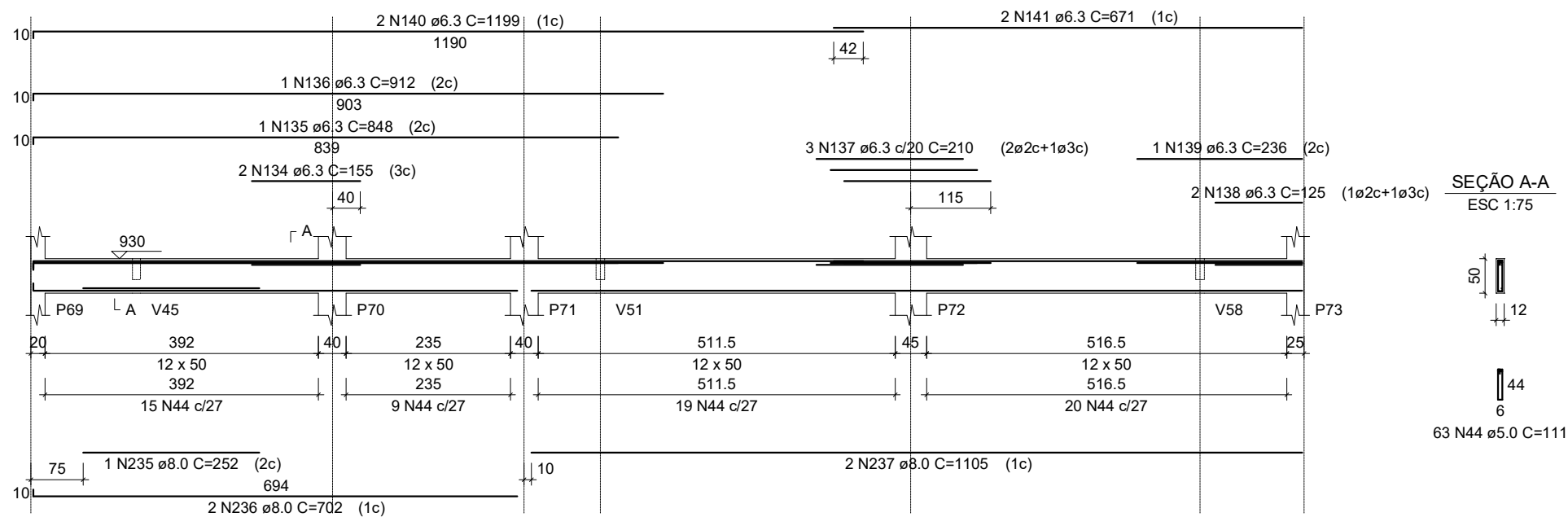


SEÇÃO A-A
ESC 1:75



31 N25 ϕ 5.0 C=187

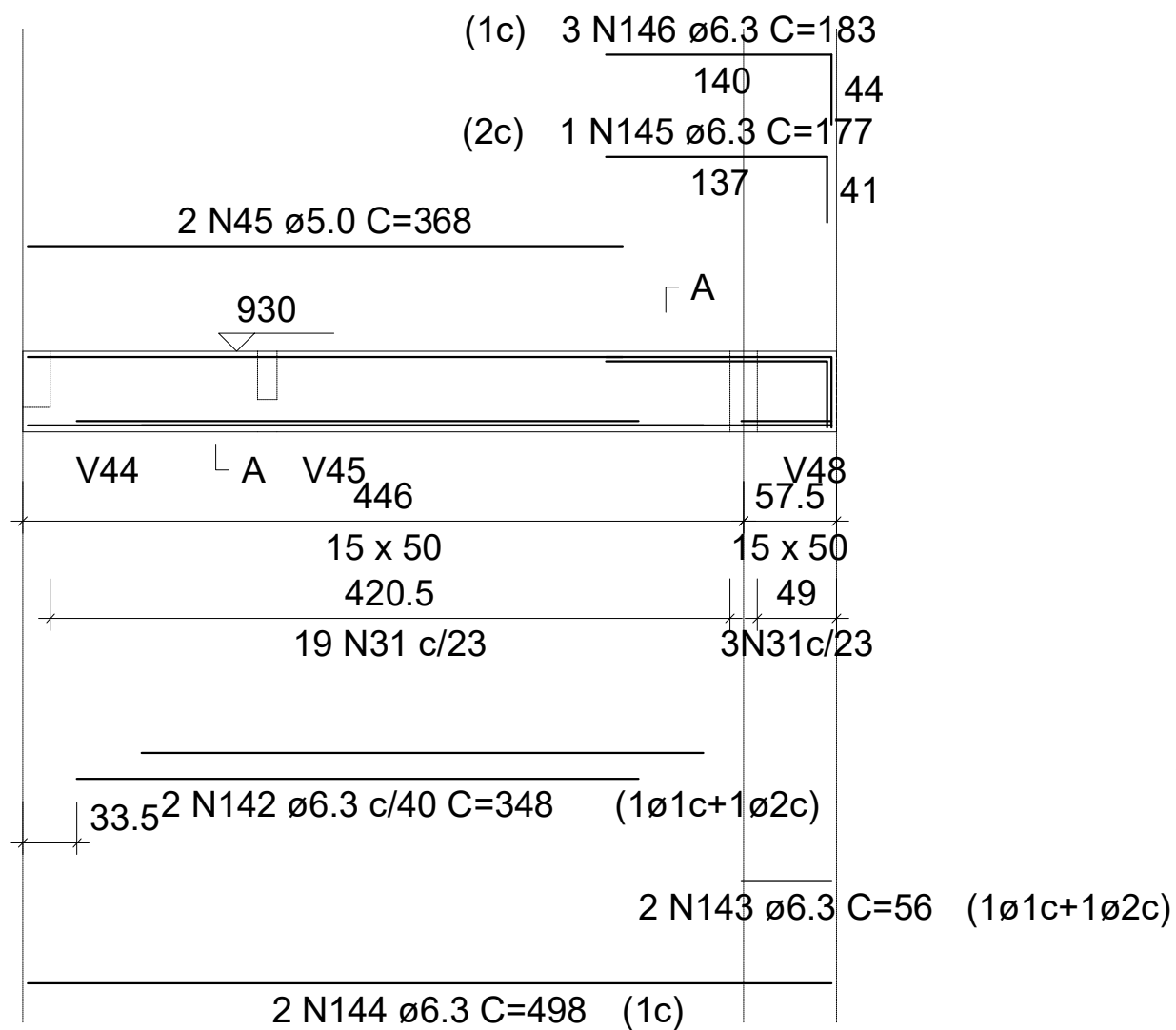
V36
ESC 1:75



Tipo B 1

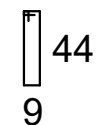
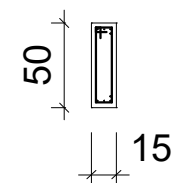
V37

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

ESC 1:75

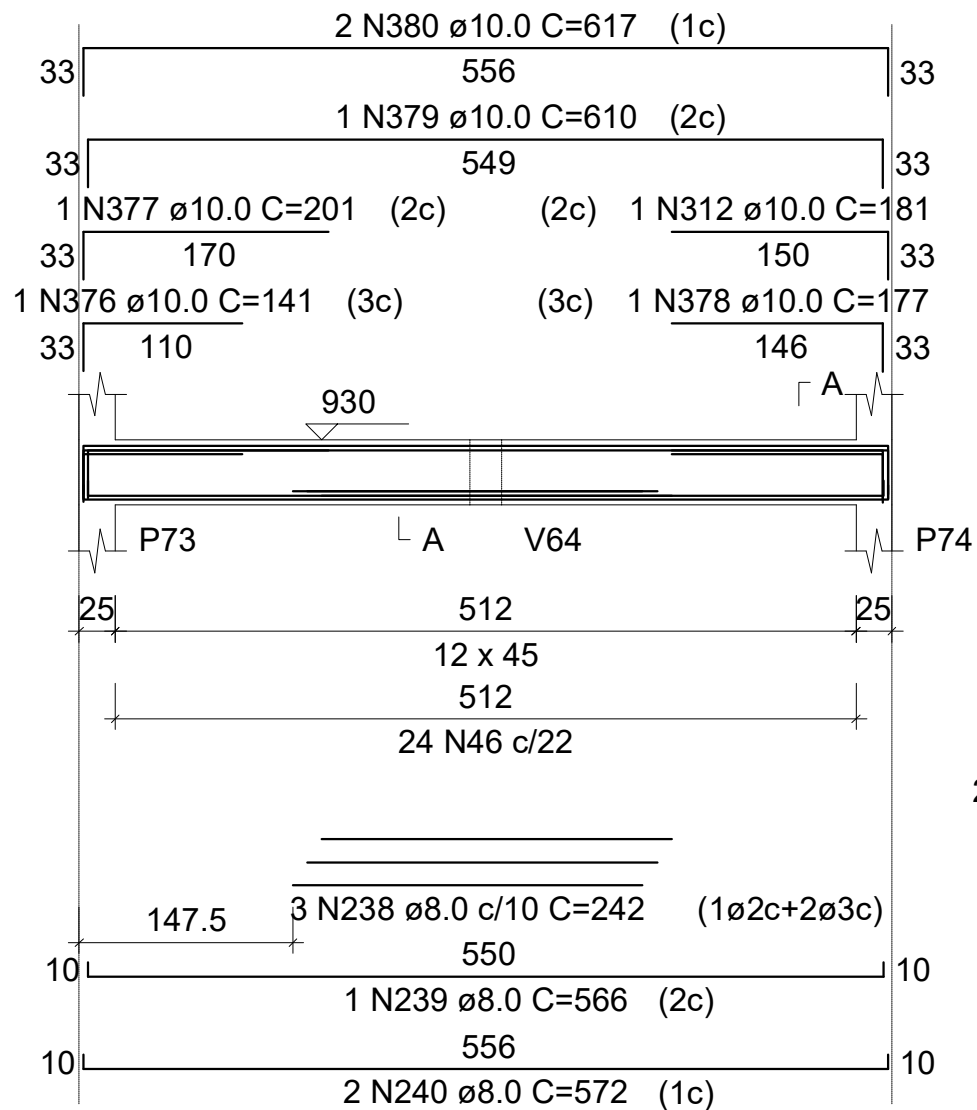


22 N31 ϕ 5.0 C=117

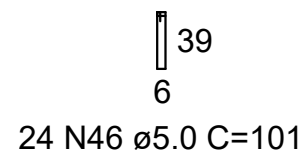
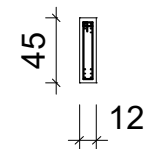
Tipo B 1

V38

ESC 1:75



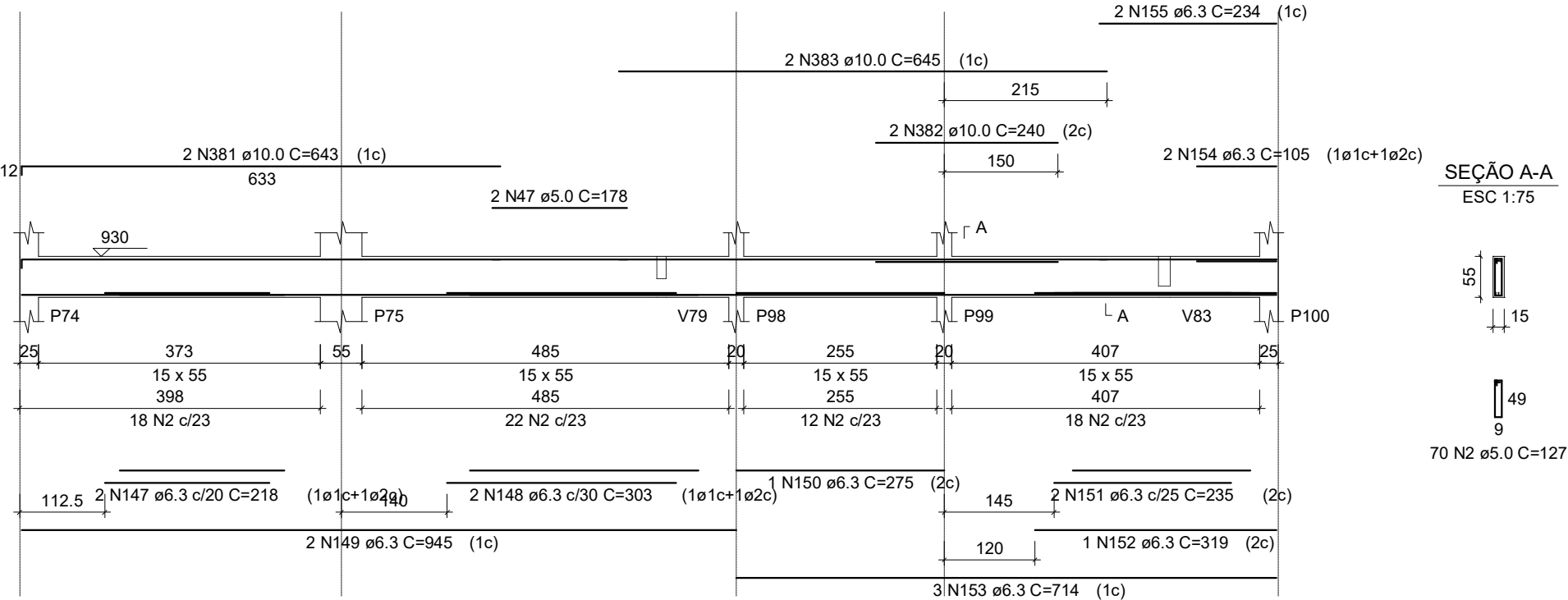
SEÇÃO A-A
ESC 1:75



Tipo B 1

V39

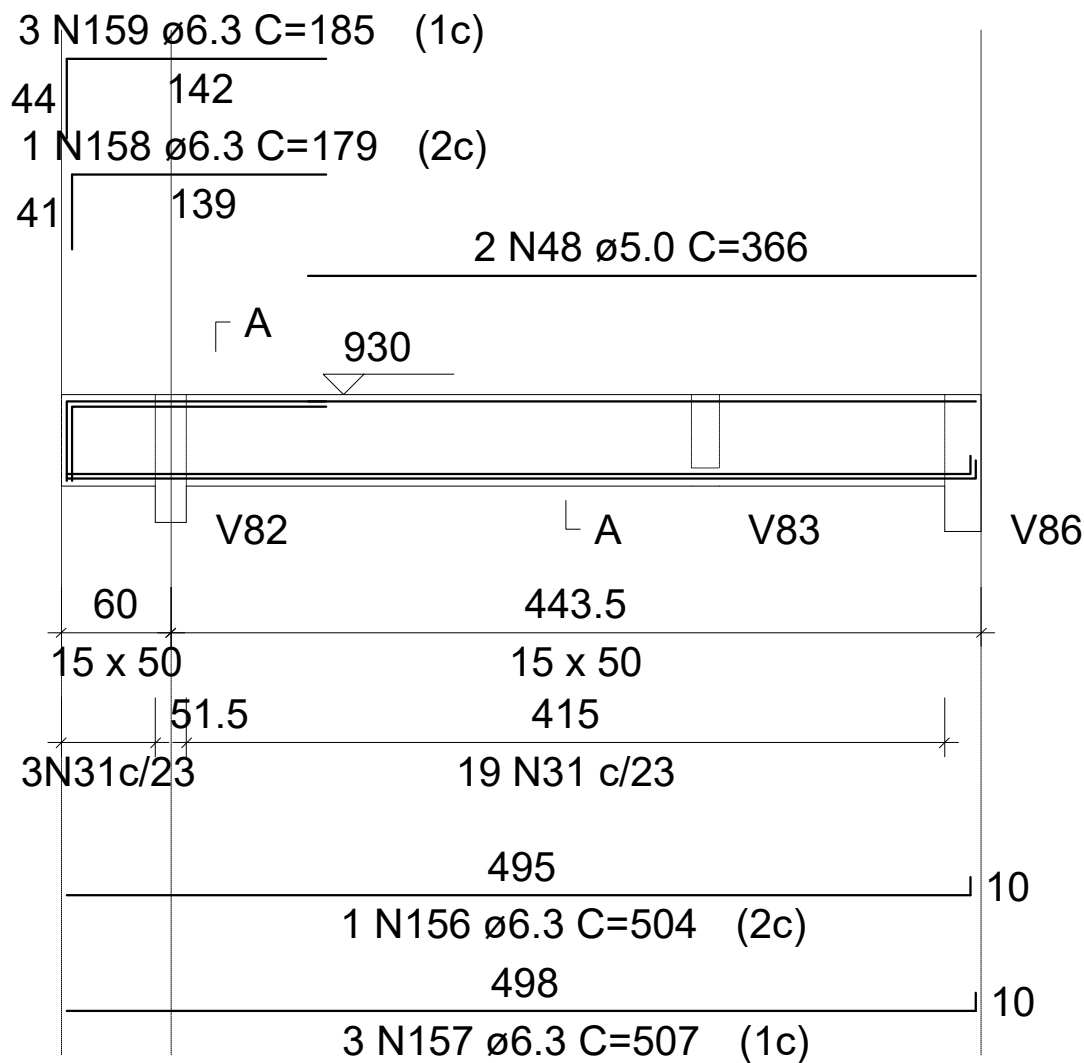
ESC 1:75



Tipo B 1

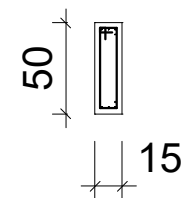
V40

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

ESC 1:75

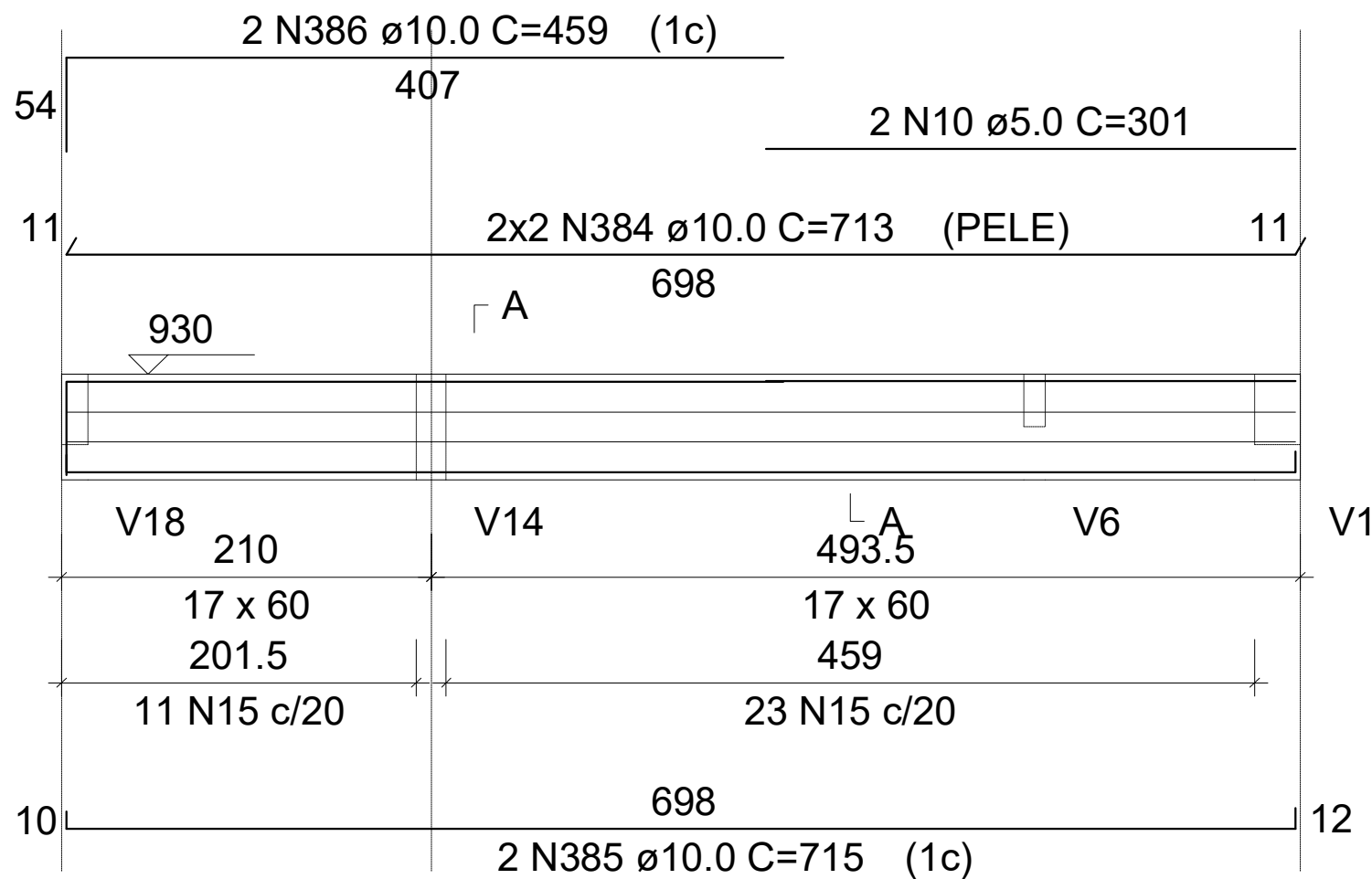


22 N31 ϕ 5.0 C=117

Tipo B 1

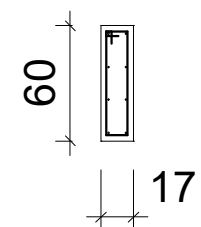
V41

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

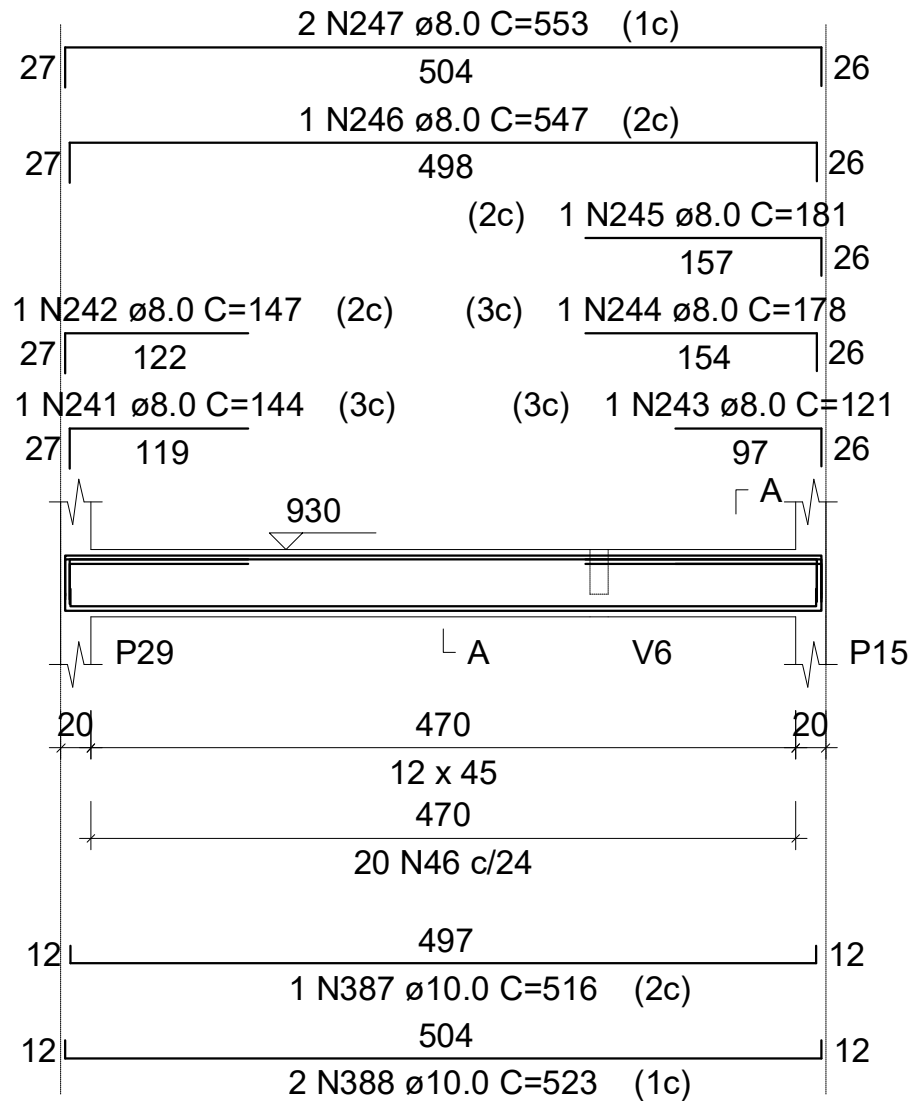
ESC 1:75



Tipo B 1

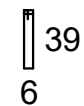
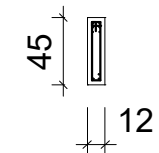
V42

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

ESC 1:75

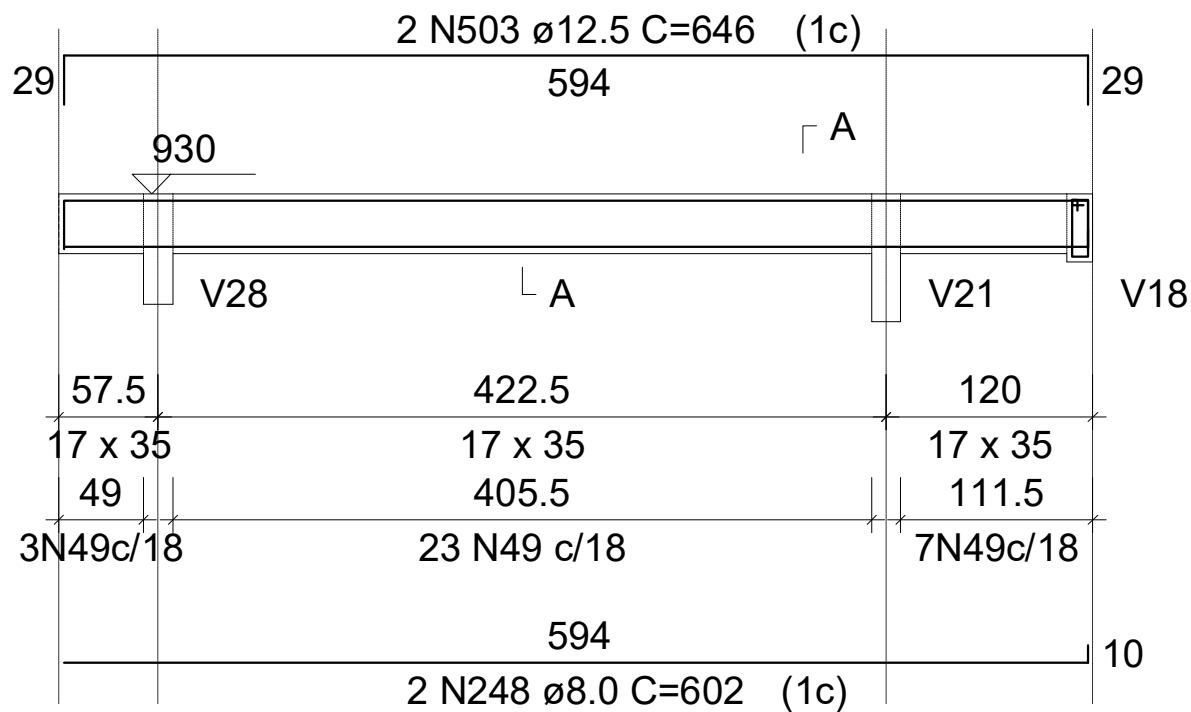


20 N46 \varnothing 5.0 C=101

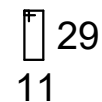
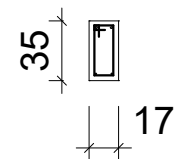
Tipo B 1

V43

ESC 1:75

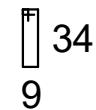


SEÇÃO A-A
ESC 1:75



33 N49 \varnothing 5.0 C=91

SUSPENSÃO V18
ESC 1:75



1 N160 \varnothing 6.3 C=98

V44

Technical drawing of a structural section showing reinforcement details. The drawing includes dimensions, reinforcement specifications, and section markers.

Reinforcement Details:

- Top reinforcement: 2 N392 $\varnothing 10.0$ C=1016 (1c)
- Top reinforcement: 1 N391 $\varnothing 10.0$ C=951 (1c)
- Middle reinforcement: 1 N306 $\varnothing 10.0$ C=230 (2c)
- Middle reinforcement: 1 N390 $\varnothing 10.0$ C=126 (2c)
- Bottom reinforcement: 2 N249 $\varnothing 8.0$ C=499 (1c)
- Bottom reinforcement: 2 N389 $\varnothing 10.0$ C=445 (1c)

Dimensions:

- 961
- 922
- 145
- 930
- 97
- 121.5
- 40
- 322
- 55
- 408
- 20
- 491
- 435
- 17.5
- 7N49c/18
- 18 N49 c/18
- 24 N49 c/18


Section Markers:

- V37
- P69
- P55
- A
- P45

Technical drawing of a rectangular plate. The vertical dimension is labeled 35 and the horizontal dimension is labeled 17. The drawing shows a rectangle with a smaller rectangle inside it, representing a hole or a different material section.

11 29
49 N49 ø5.0 C=91

SUSPENSÃO V37
ESC 1:75

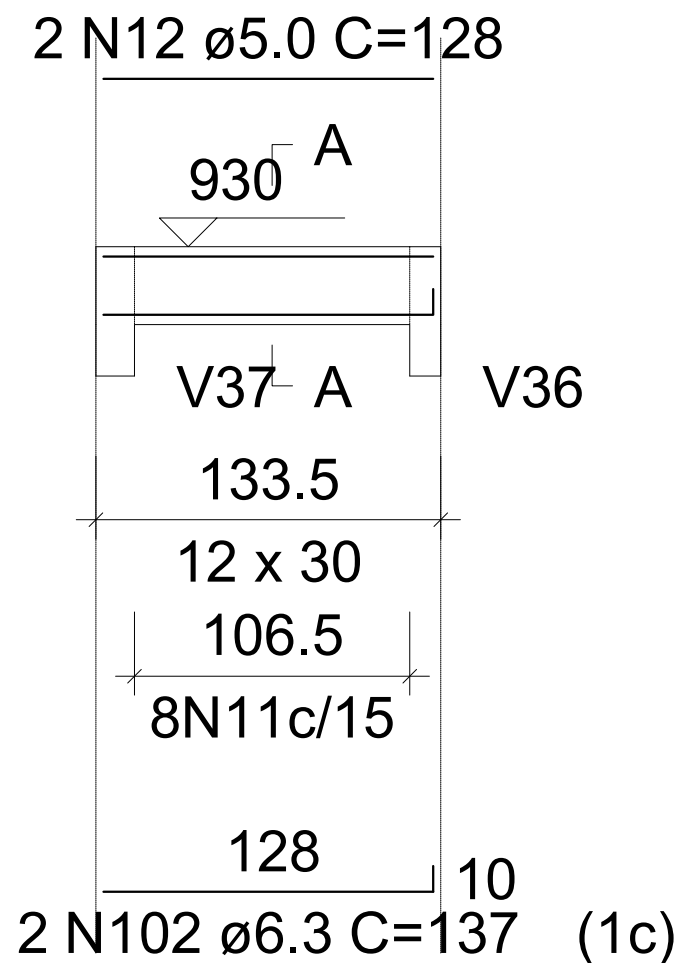


 1 N161 ø6.3 C=118

Tipo B 1

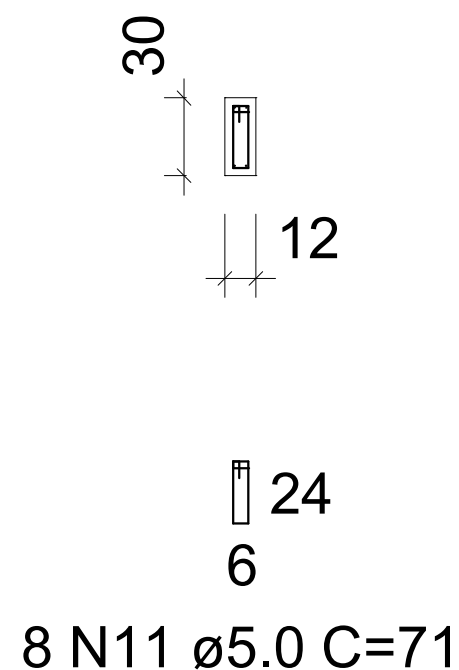
V45

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

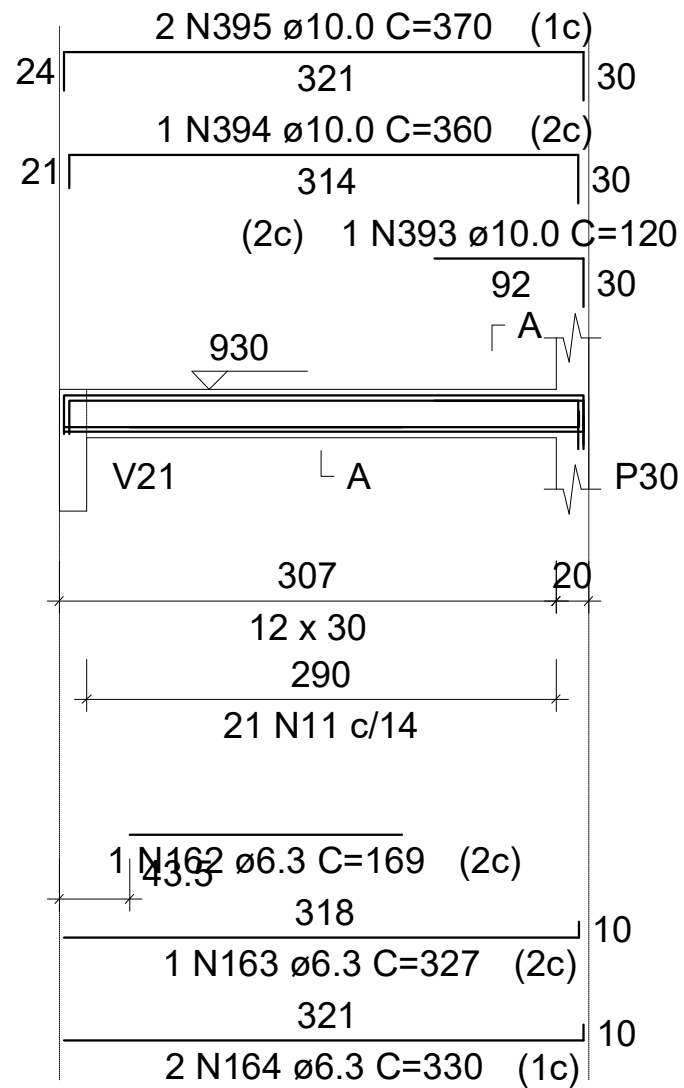
ESC 1:75



Tipo B 1

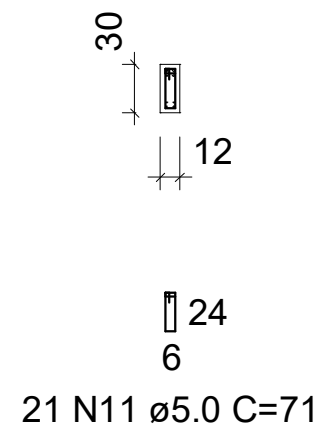
V46

ESC 1:75

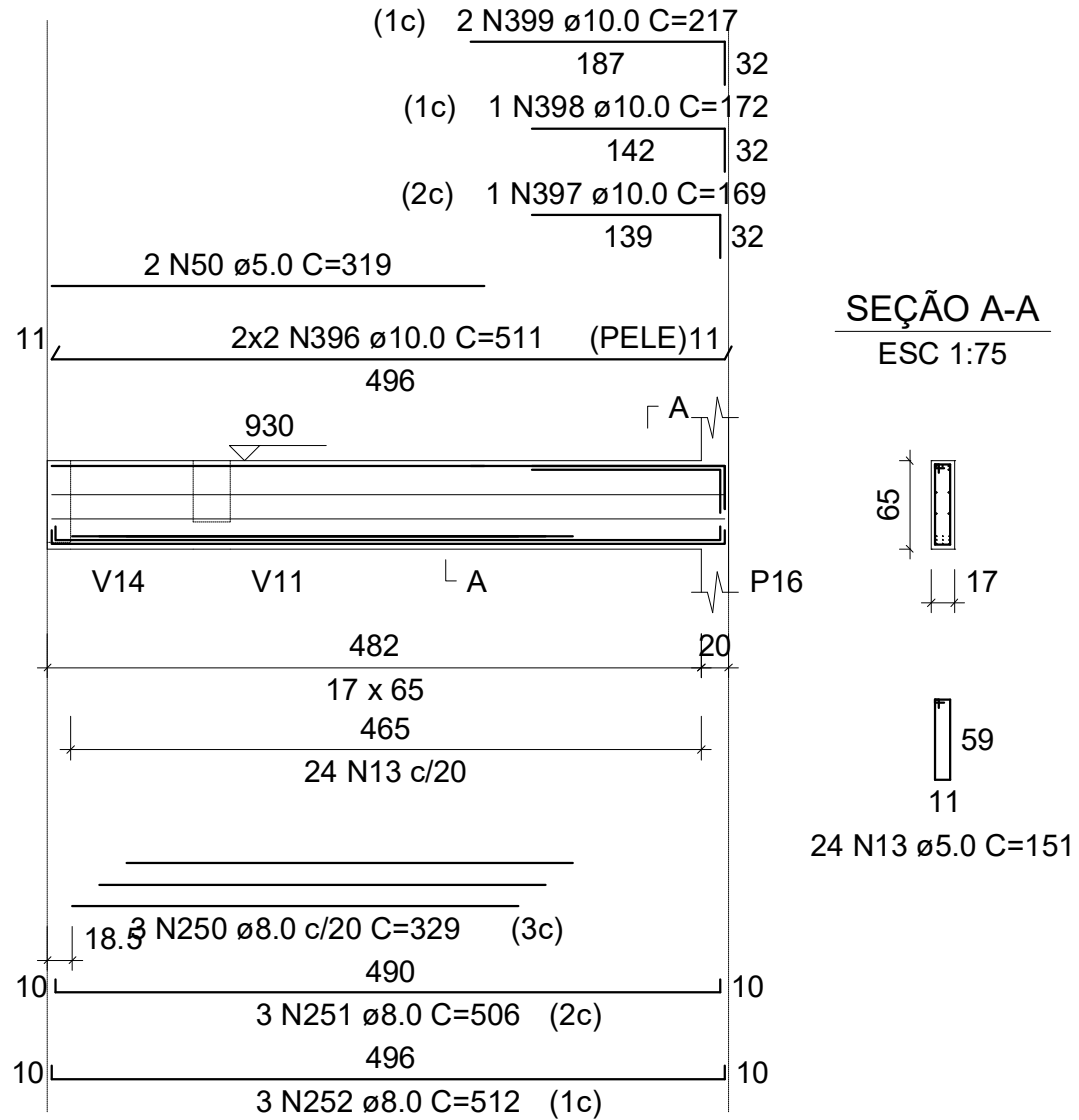


SEÇÃO A-A

ESC 1:75



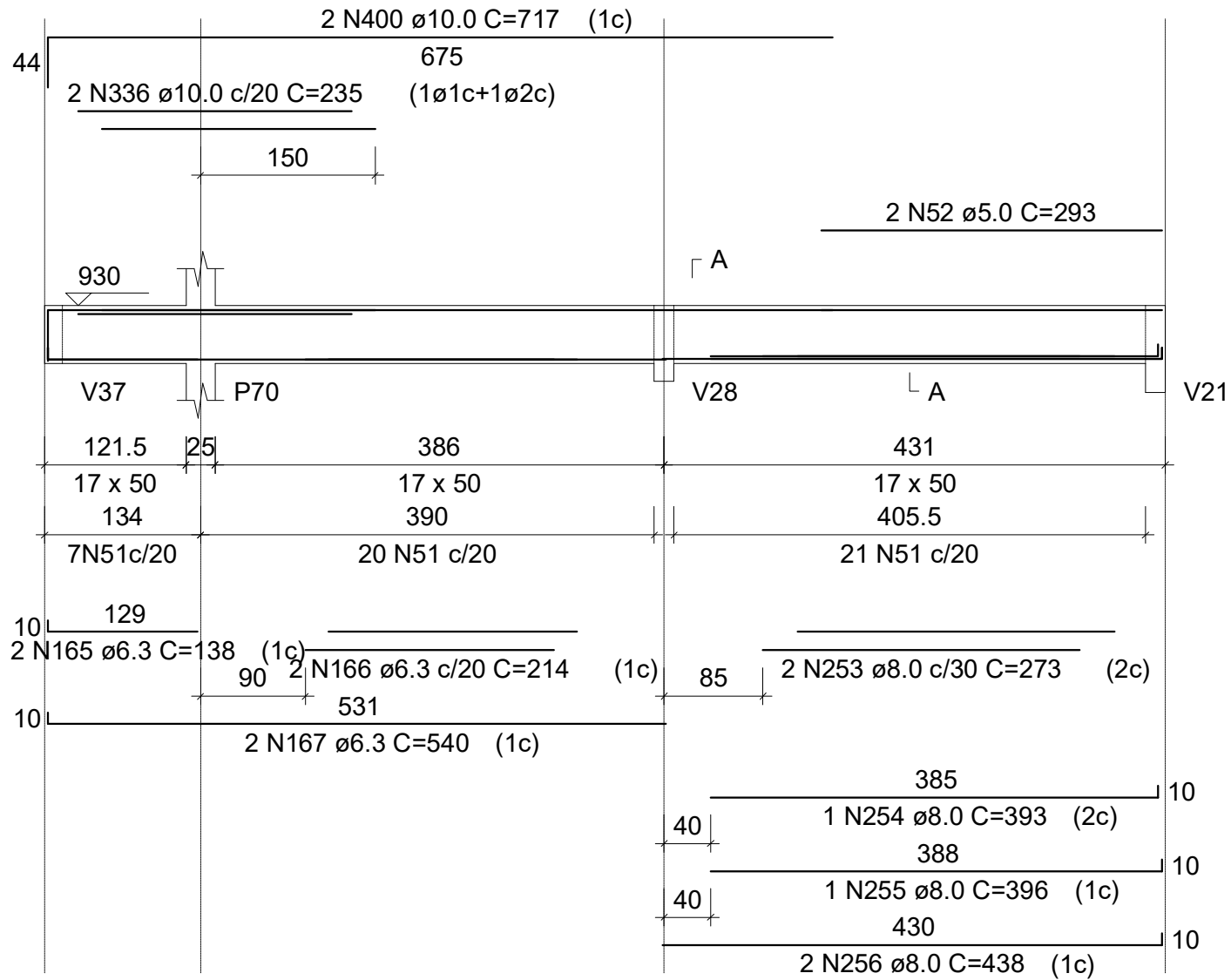
Tipo B 1
V47
 ESC 1:75



Tipo B 1

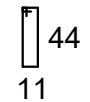
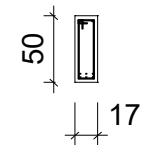
V48

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

ESC 1:75

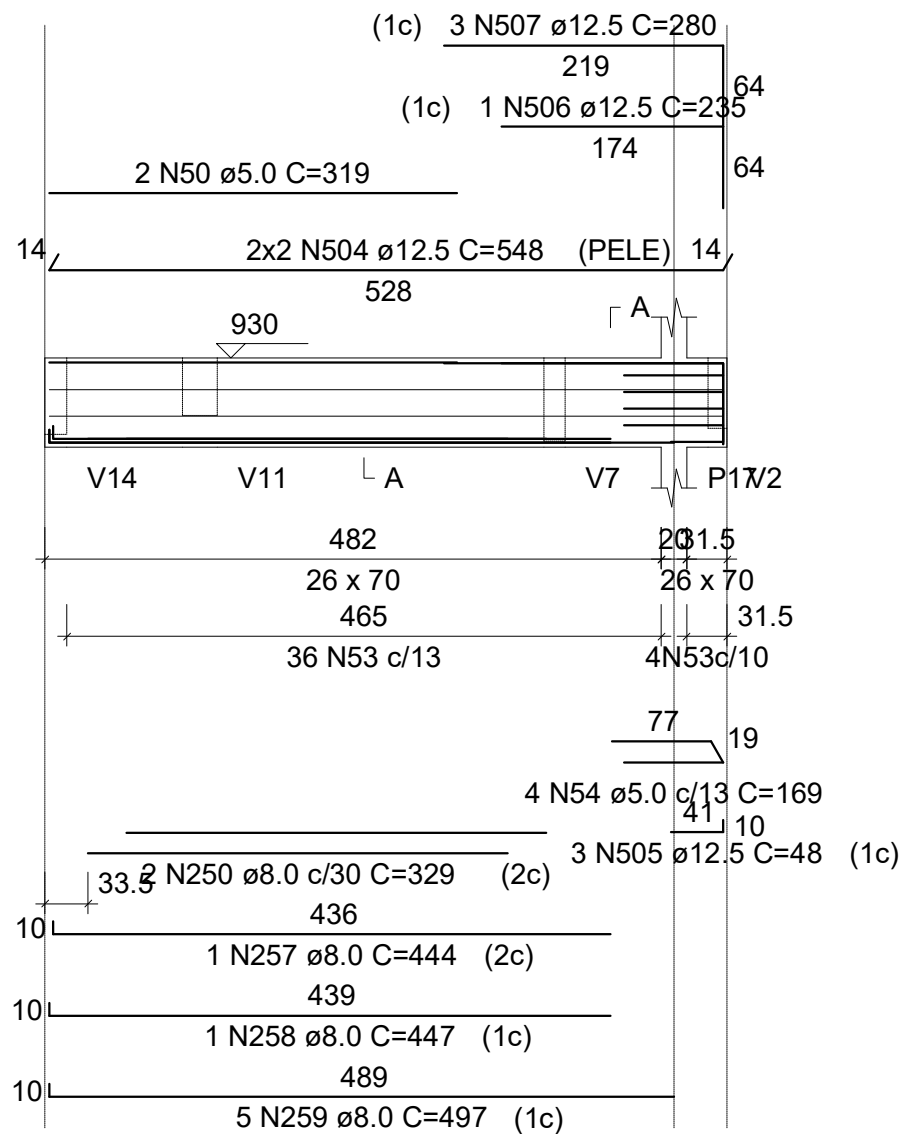


48 N51 ϕ 5.0 C=121

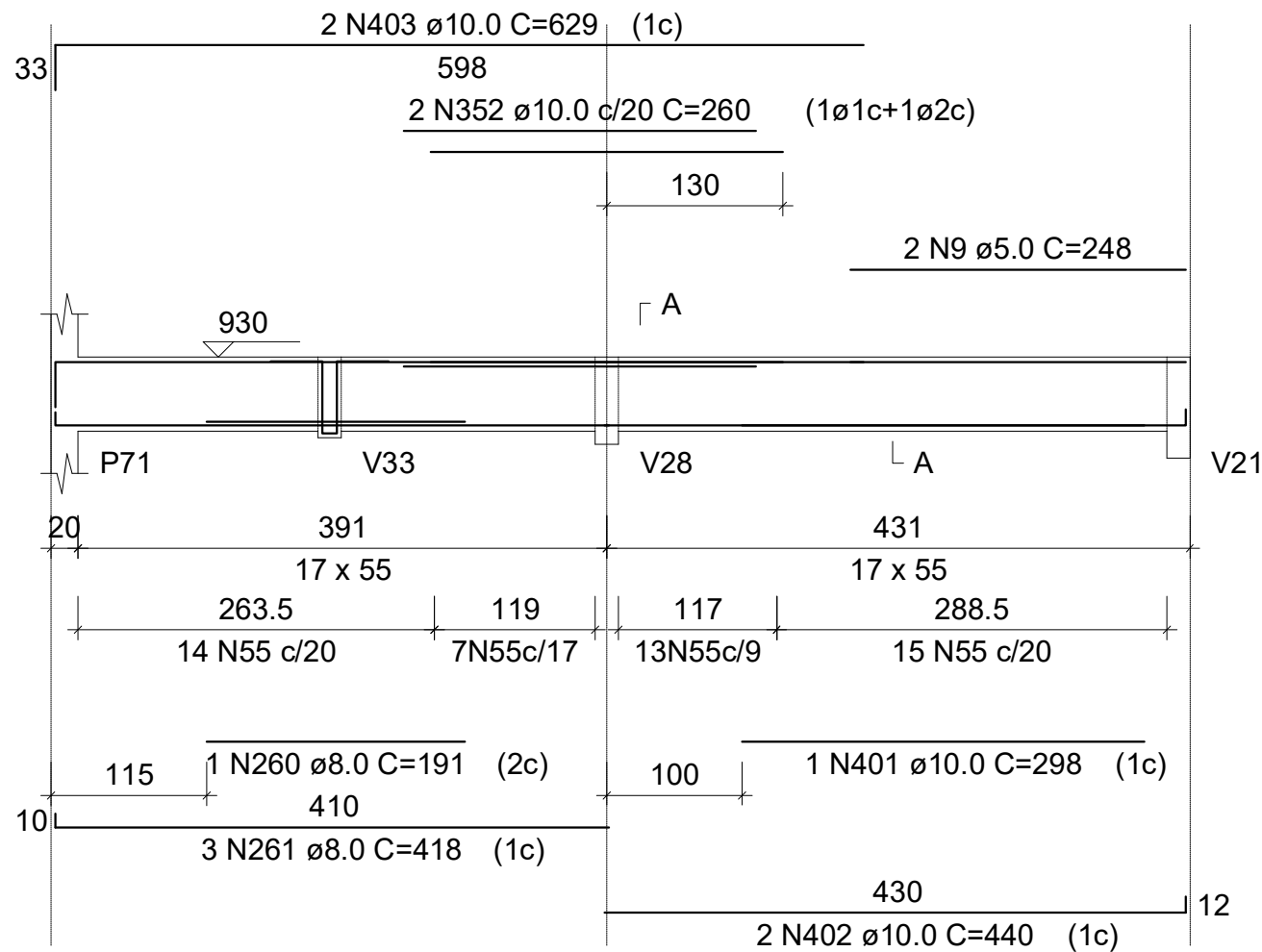
Tipo B 1

V49

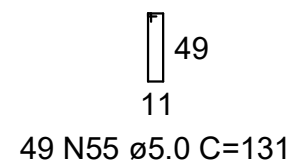
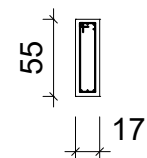
ESC 1:75



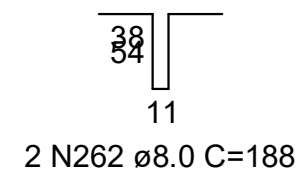
Tipo B 1
V50
 ESC 1:75



SEÇÃO A-A
 ESC 1:75



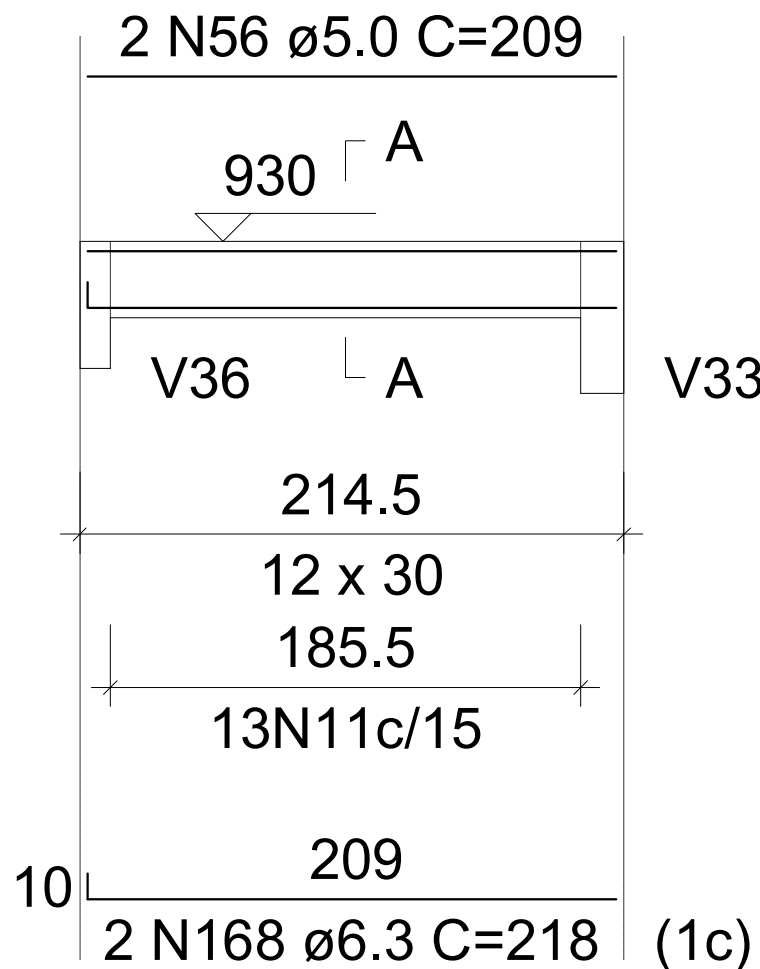
SUSPENSÃO V33
 ESC 1:75



Tipo B 1

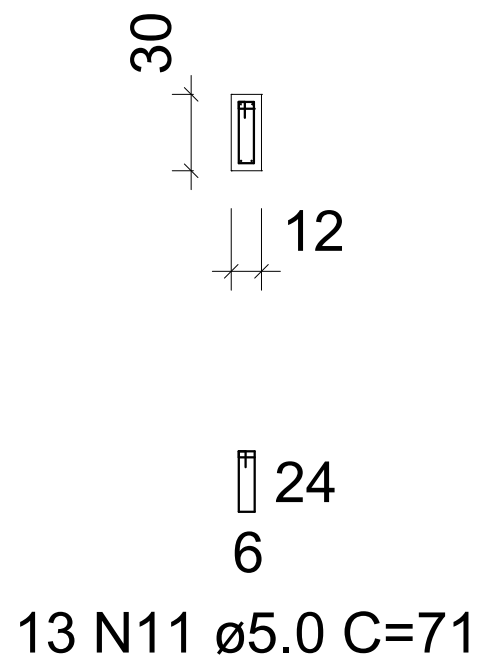
V51

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

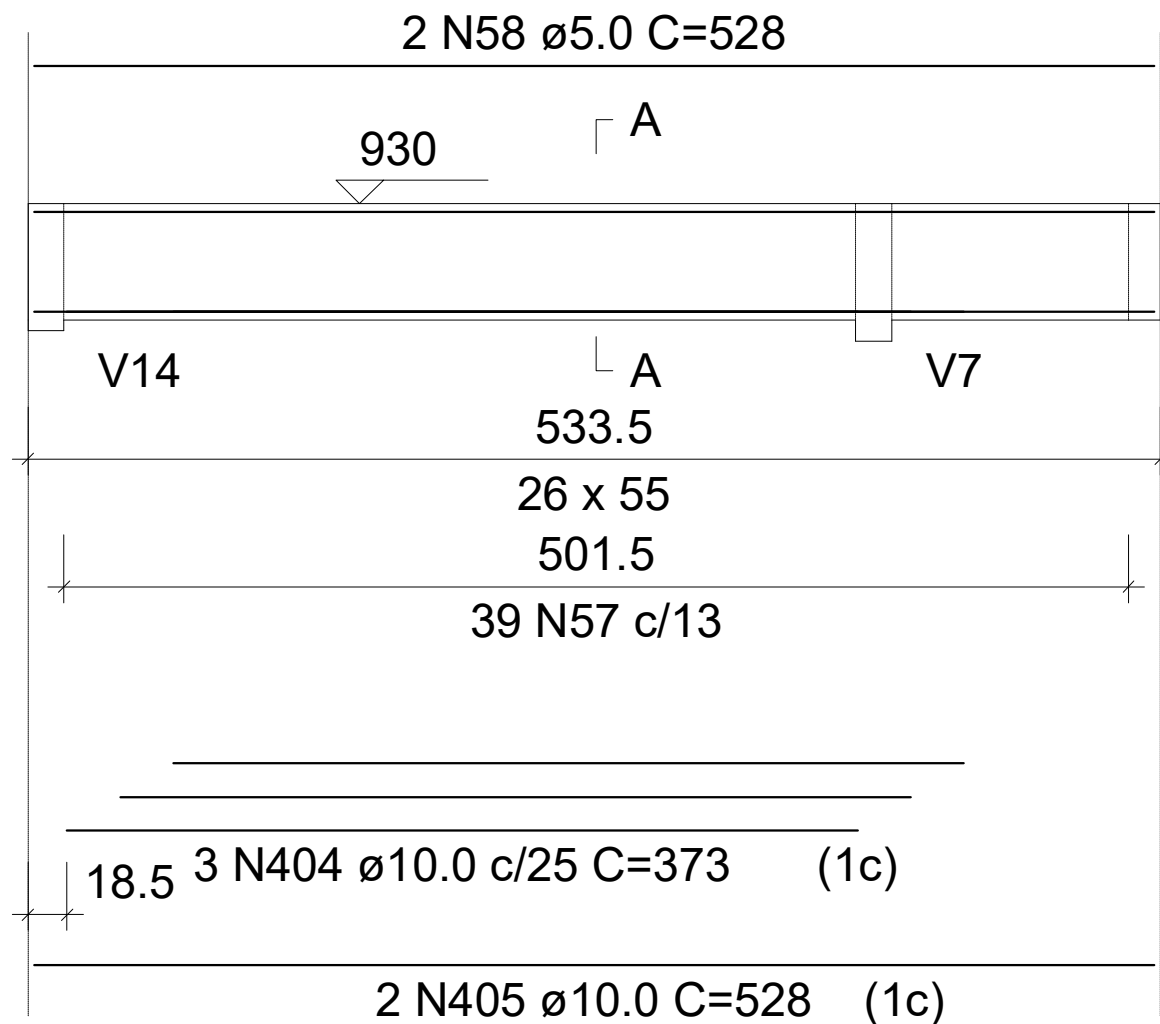
ESC 1:75



Tipo B 1

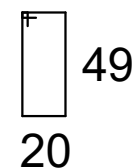
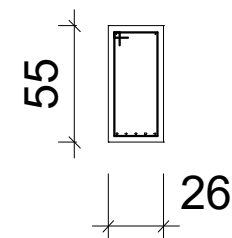
V52

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

ESC 1:75

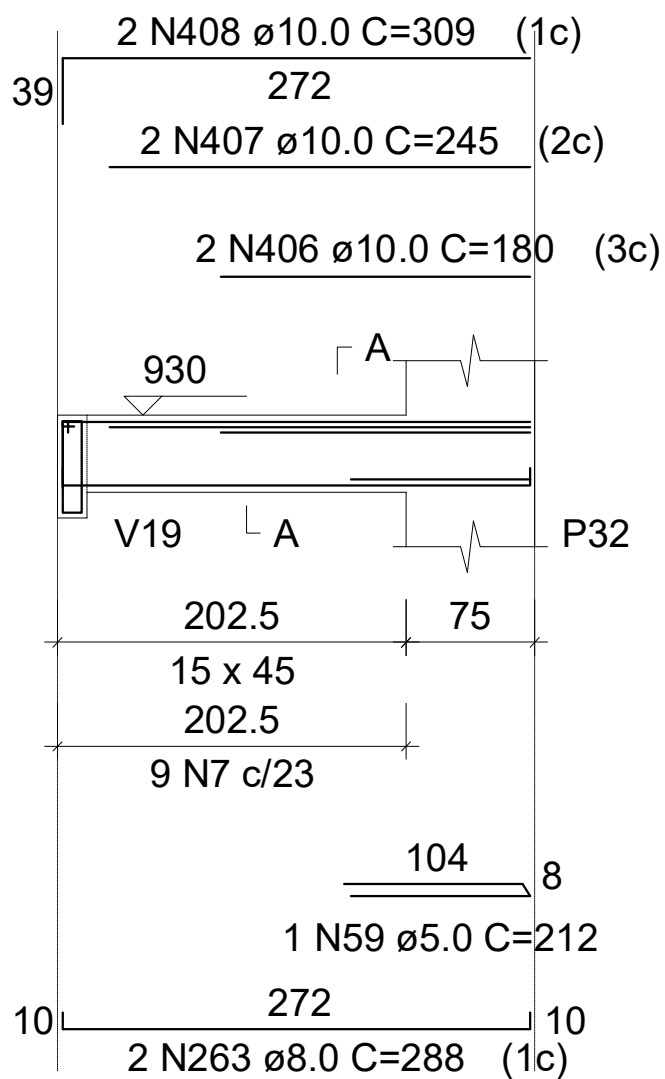


39 N57 \varnothing 5.0 C=149

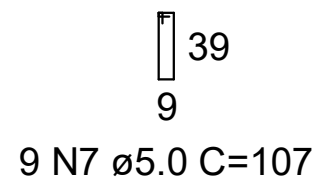
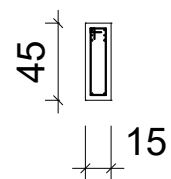
Tipo B 1

V53

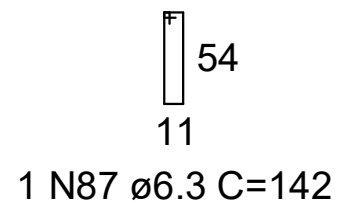
ESC 1:75



SEÇÃO A-A
ESC 1:75



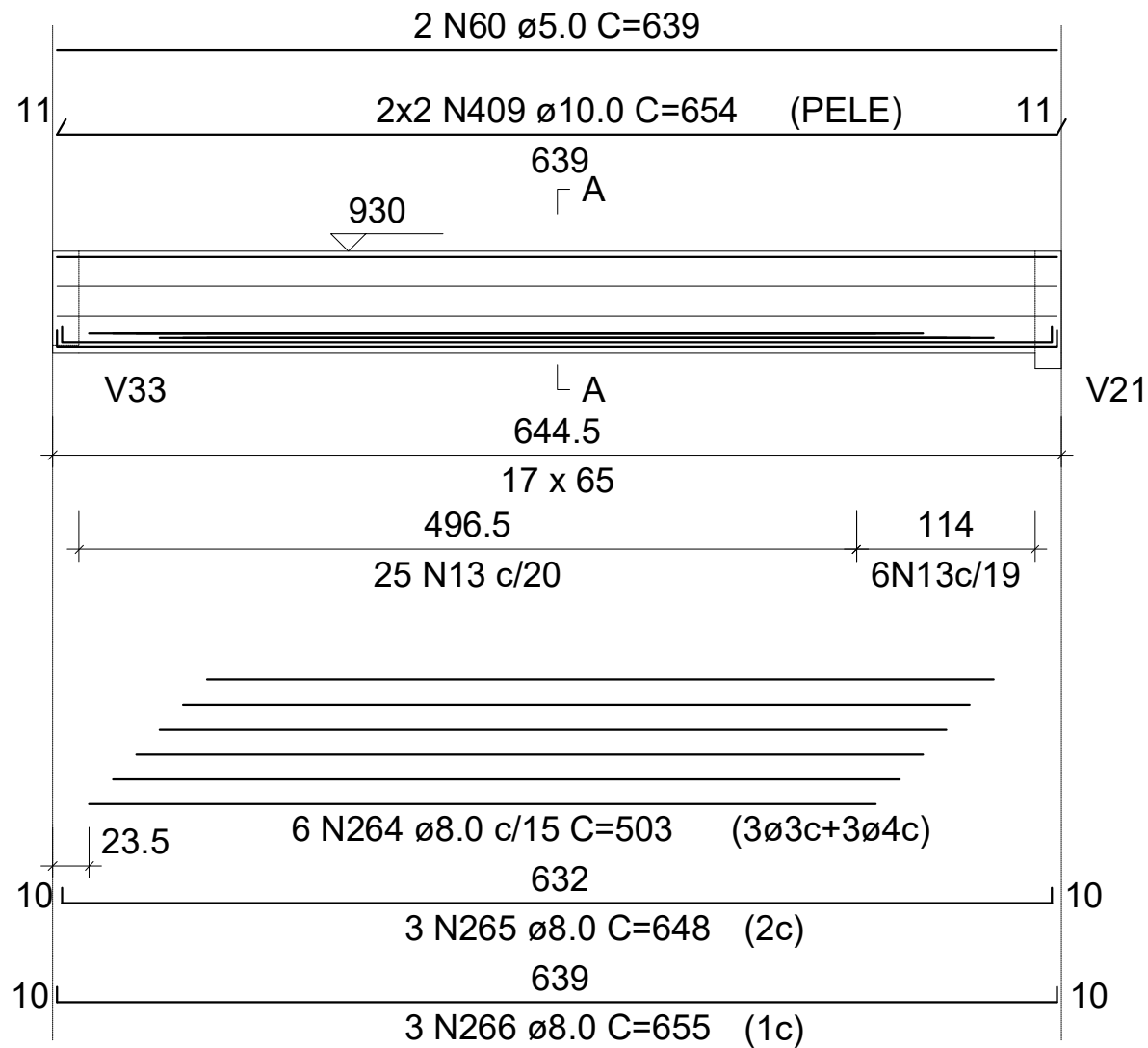
SUSPENSÃO V19
ESC 1:75



Tipo B 1

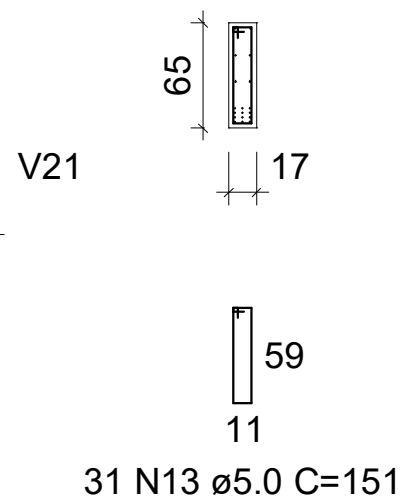
V54

ESC 1:75

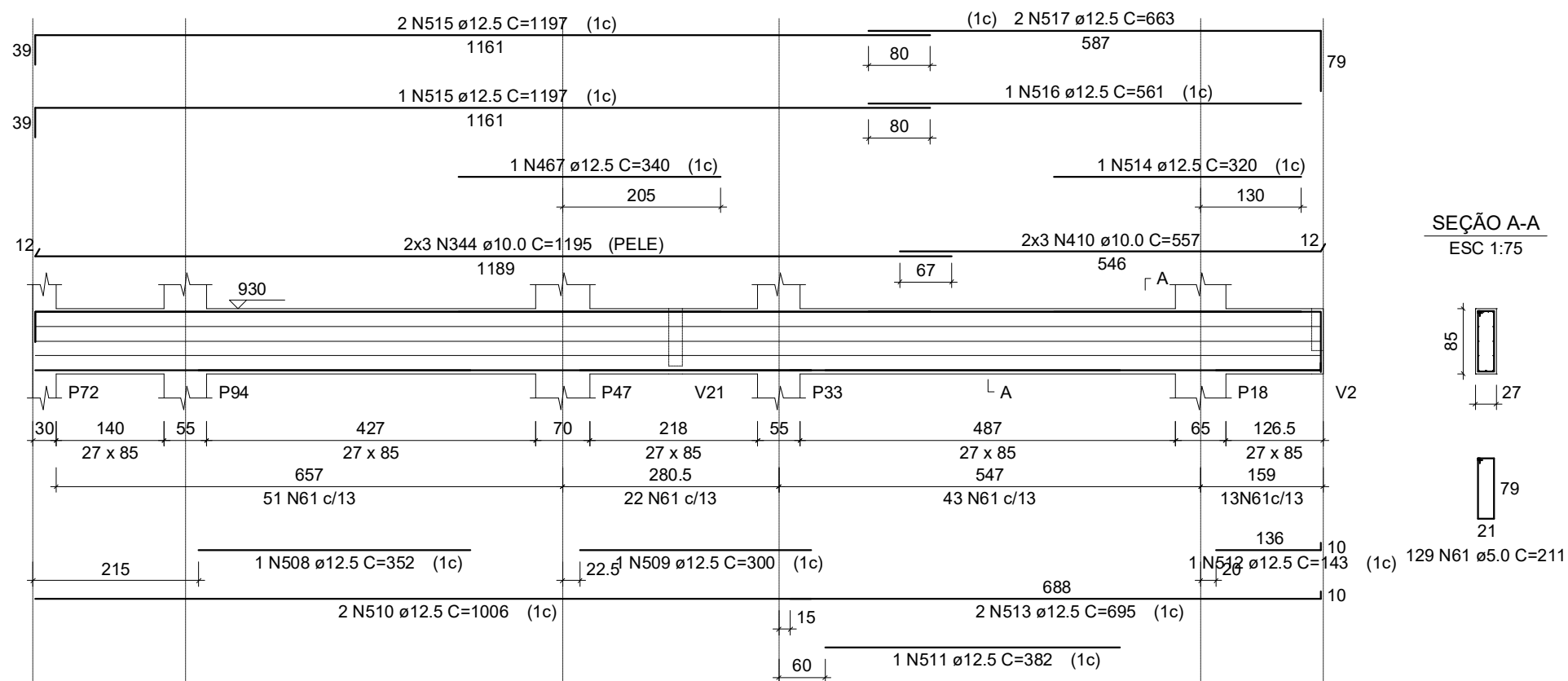


SEÇÃO A-A

ESC 1:75



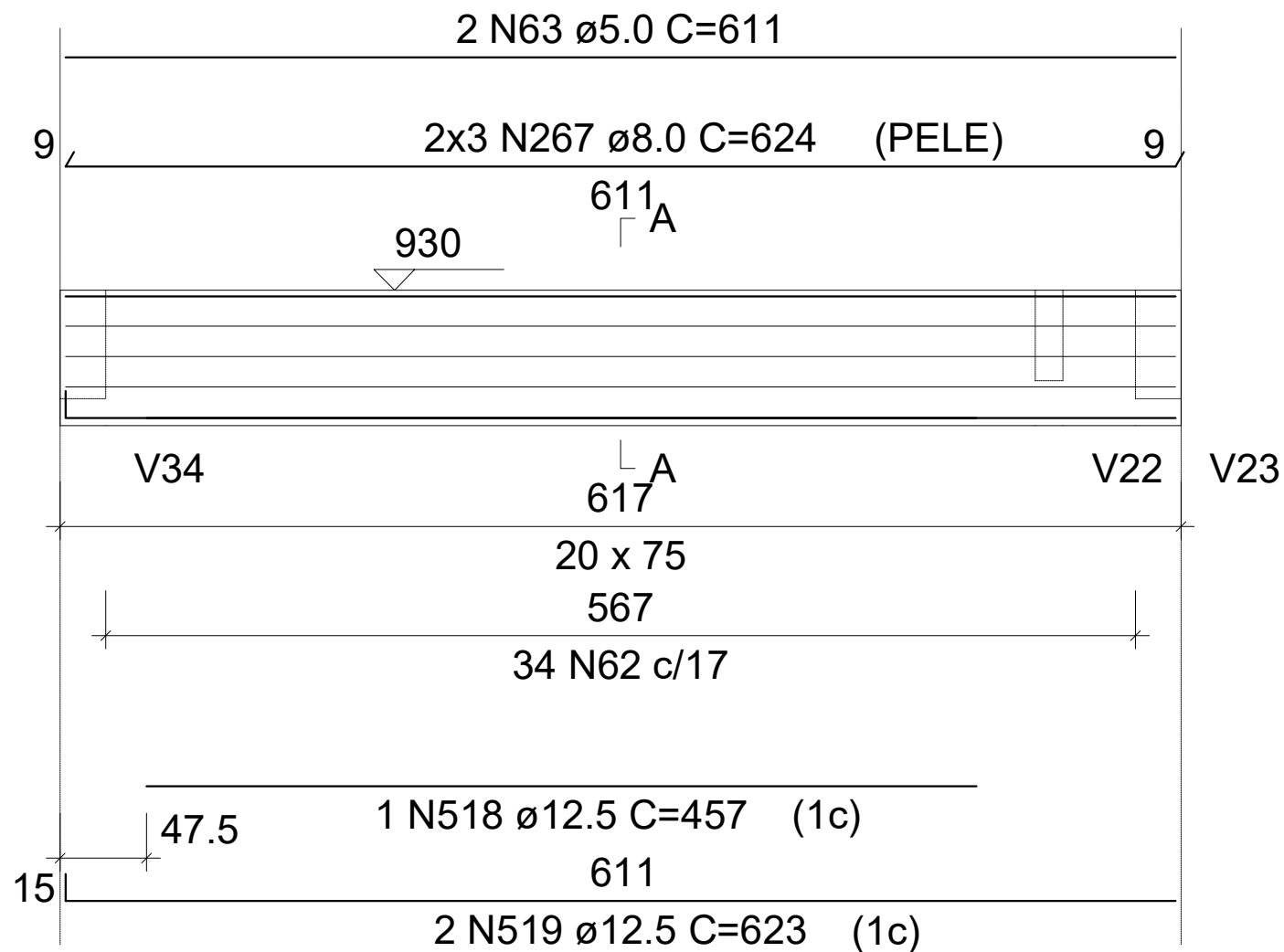
Tipo B 1
V55
 ESC 1:75



Tipo B 1

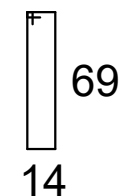
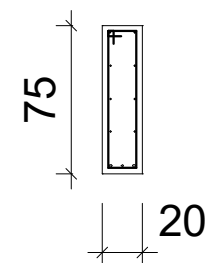
V56

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

ESC 1:75

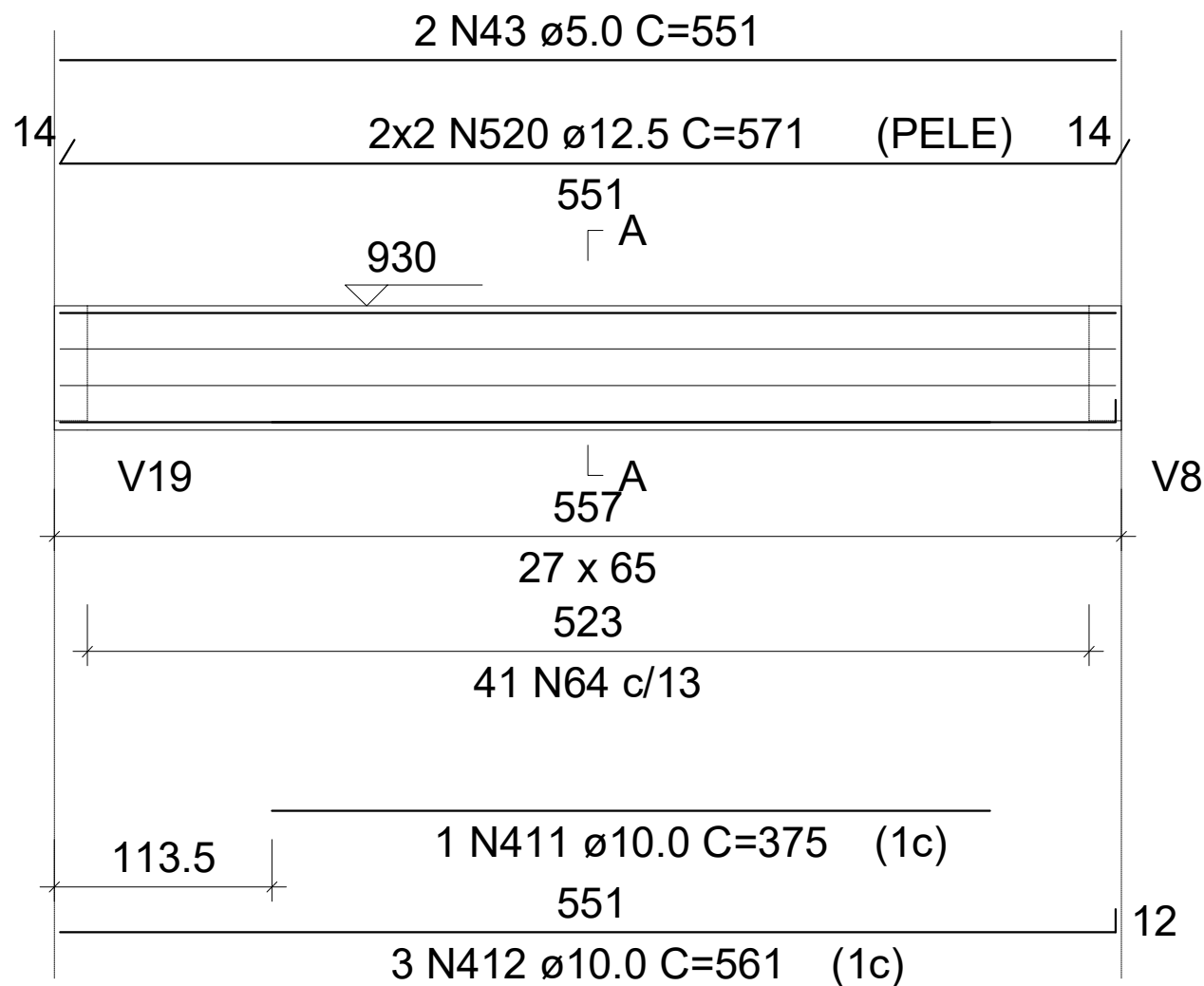


34 N62 ϕ 5.0 C=177

Tipo B 1

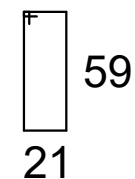
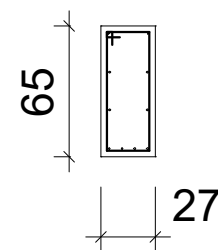
V57

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

ESC 1:75

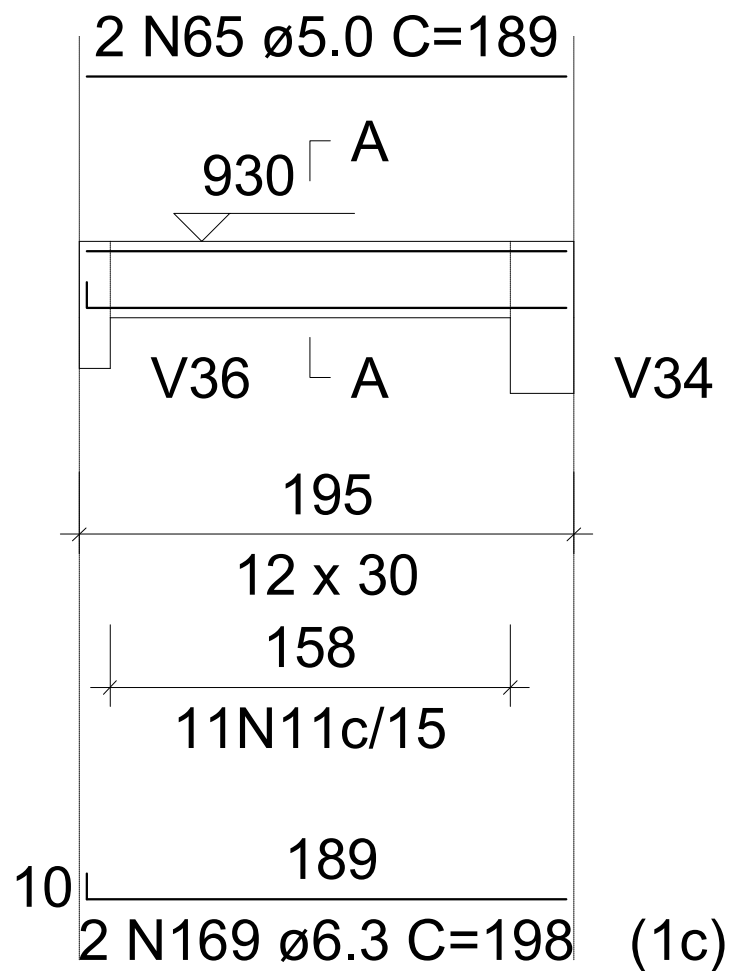


41 N64 ϕ 5.0 C=171

Tipo B 1

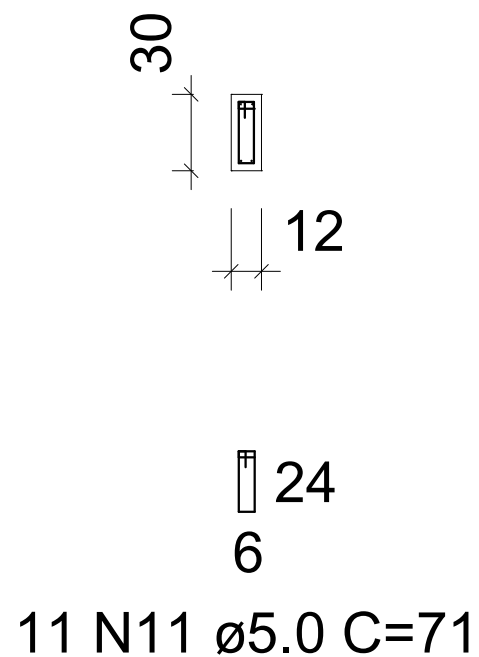
V58

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

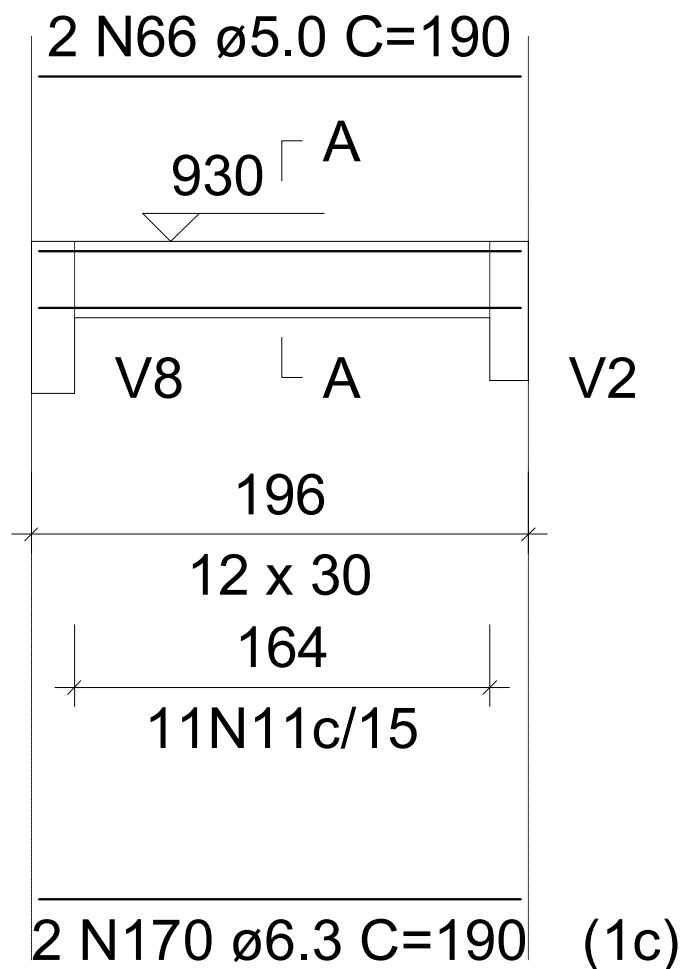
ESC 1:75



Tipo B 1

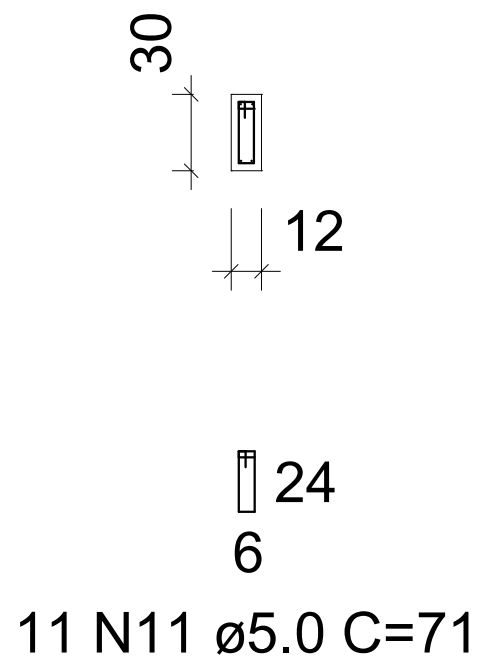
V59

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

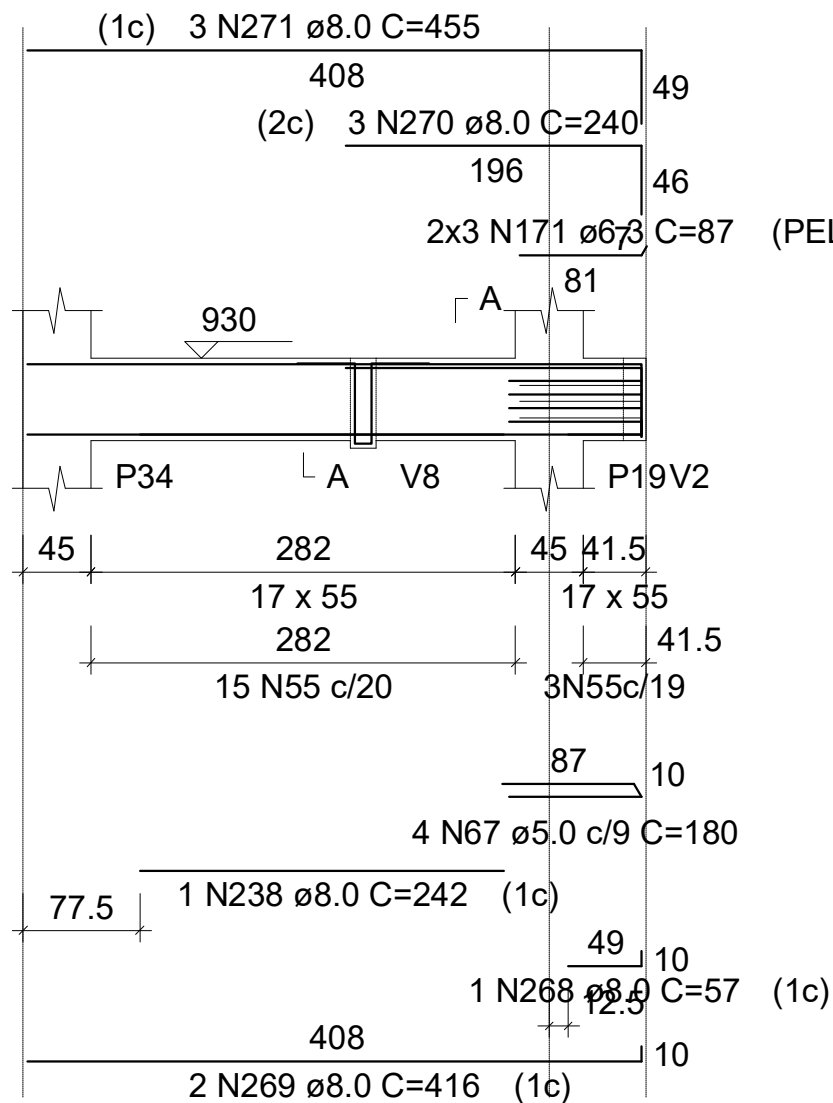
ESC 1:75



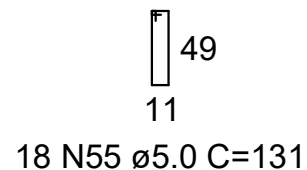
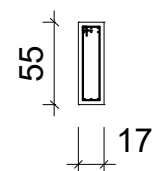
Tipo B 1

V60

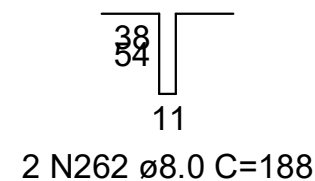
ESC 1:75



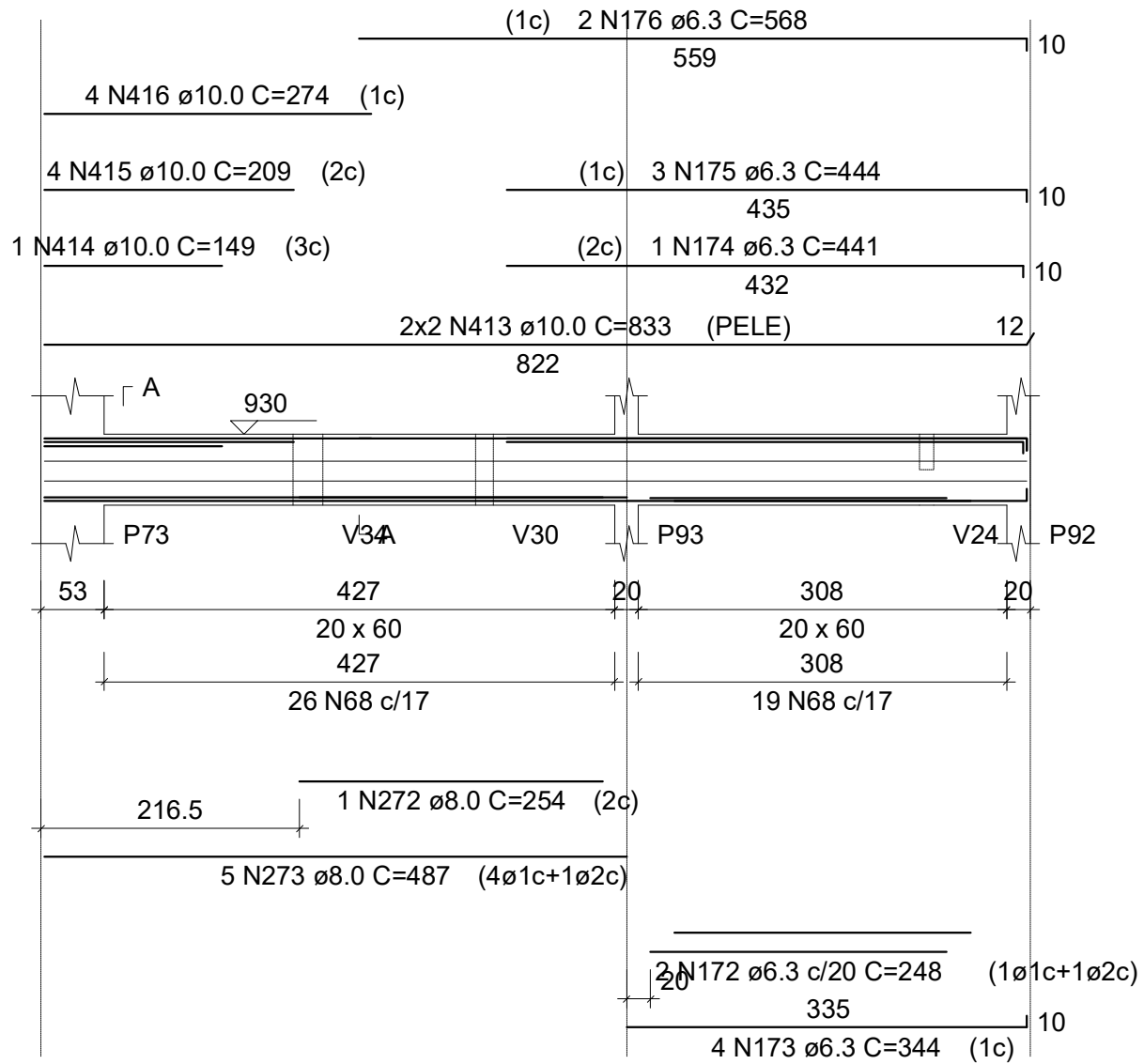
SEÇÃO A-A
ESC 1:75



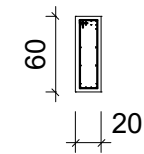
SUSPENSÃO V8
ESC 1:75



Tipo B 1
V61
 ESC 1:75



SEÇÃO A-A
 ESC 1:75



45 N68 ϕ 5.0 C=147

Tipo B 1

V62

ESC 1:75

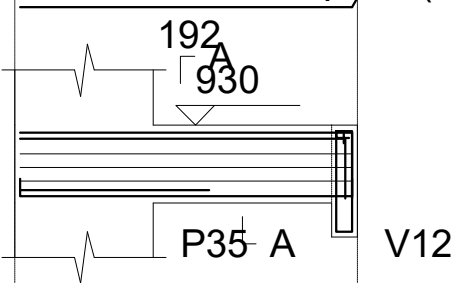
(1c) 2 N551 \varnothing 16.0 C=227

192 39

(2c) 1 N550 \varnothing 16.0 C=219

188 35

2x3 N177 \varnothing 6.3 C=198 (PELE)



80 118

15 x 45

118

24N7c/5

8 109

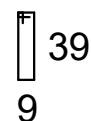
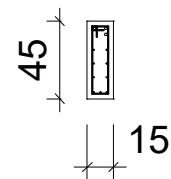
1 N69 \varnothing 5.0 C=222

10 192 10

3 N274 \varnothing 8.0 C=208 (1c)

SEÇÃO A-A

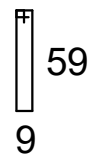
ESC 1:75



24 N7 \varnothing 5.0 C=107

SUSPENSÃO V12

ESC 1:75

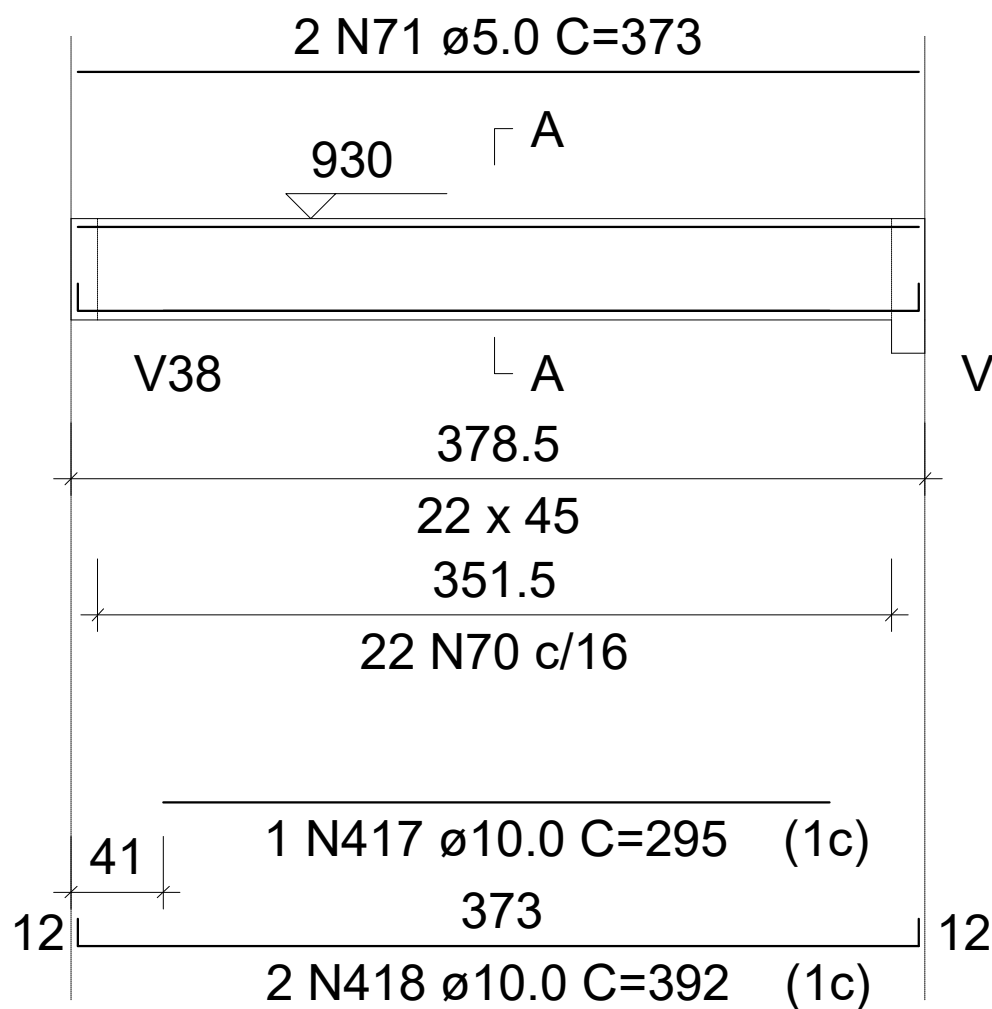


2 N275 \varnothing 8.0 C=148

Tipo B 1

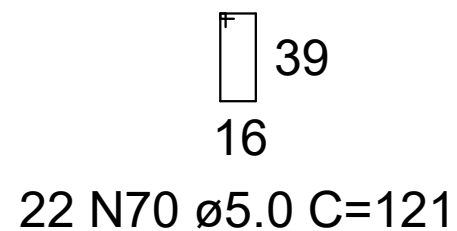
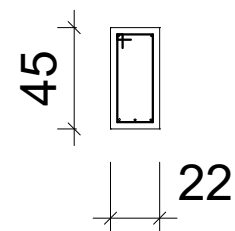
V64

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

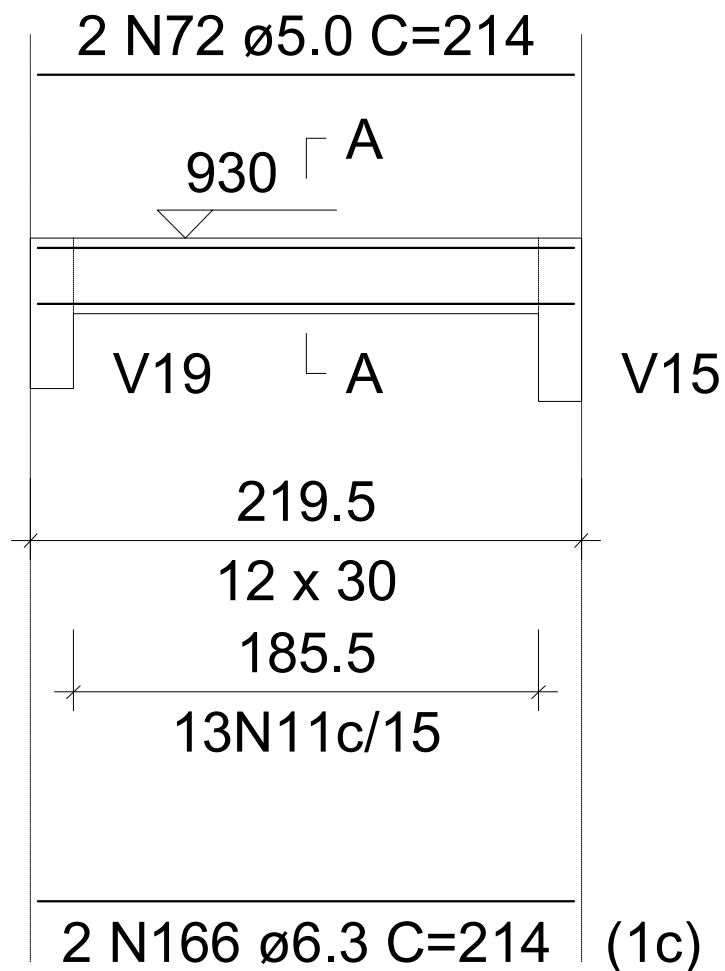
ESC 1:75



Tipo B 1

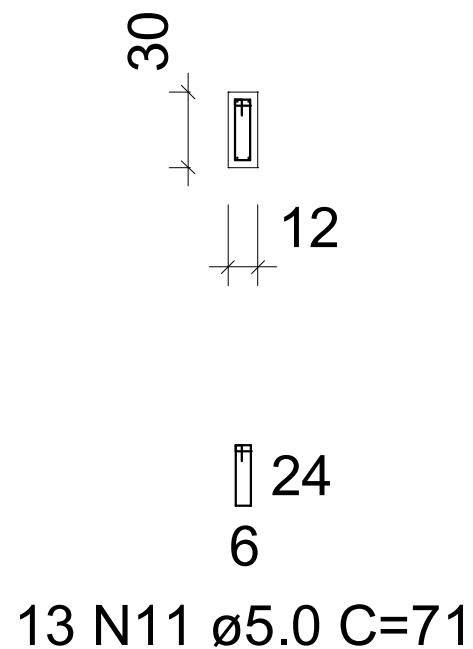
V65

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

ESC 1:75



Tipo B 1

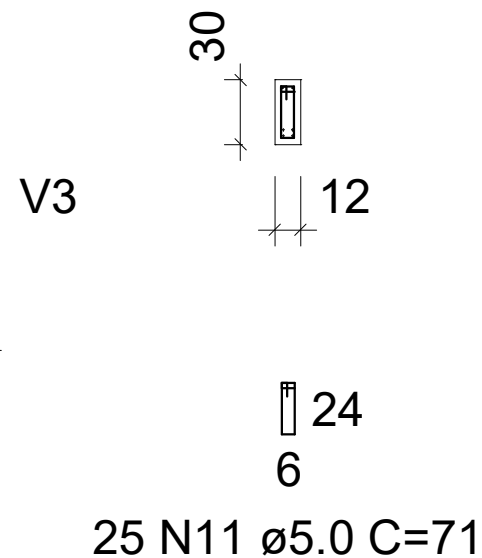
V66

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

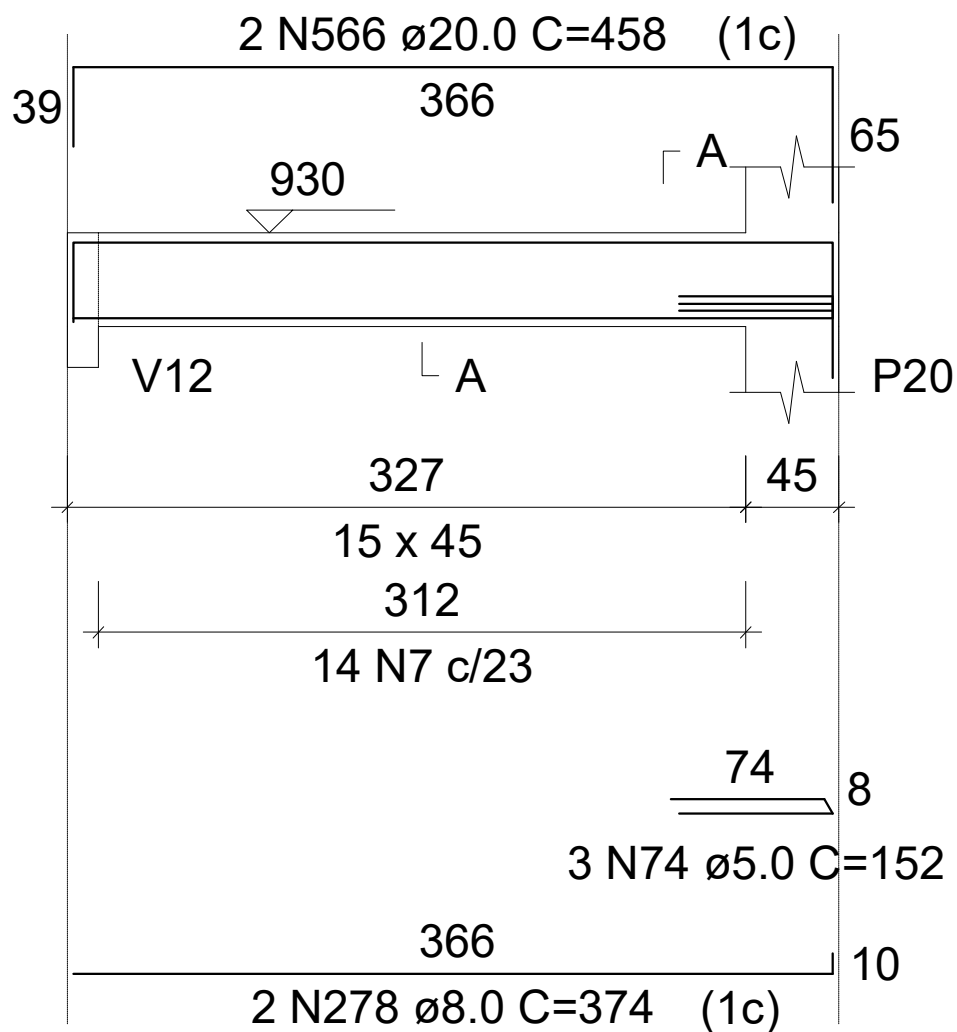
ESC 1:75



Tipo B 1

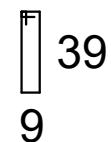
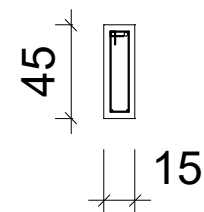
V67

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

ESC 1:75

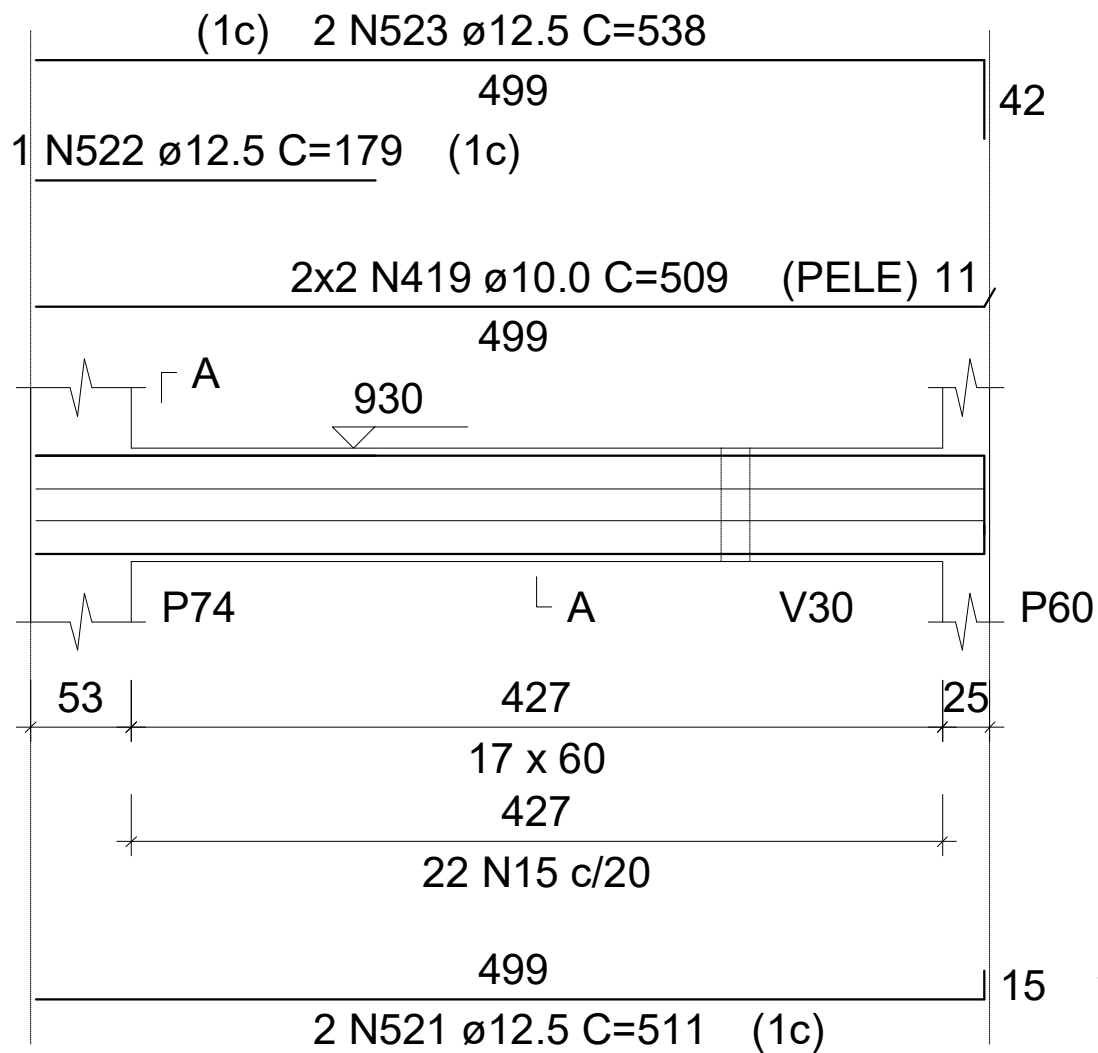


14 N7 \varnothing 5.0 C=107

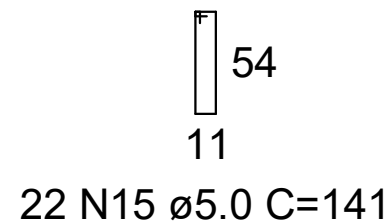
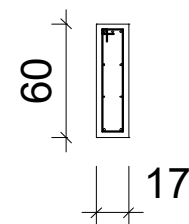
Tipo B 1

V68

ESC 1:75



SEÇÃO A-A
ESC 1:75

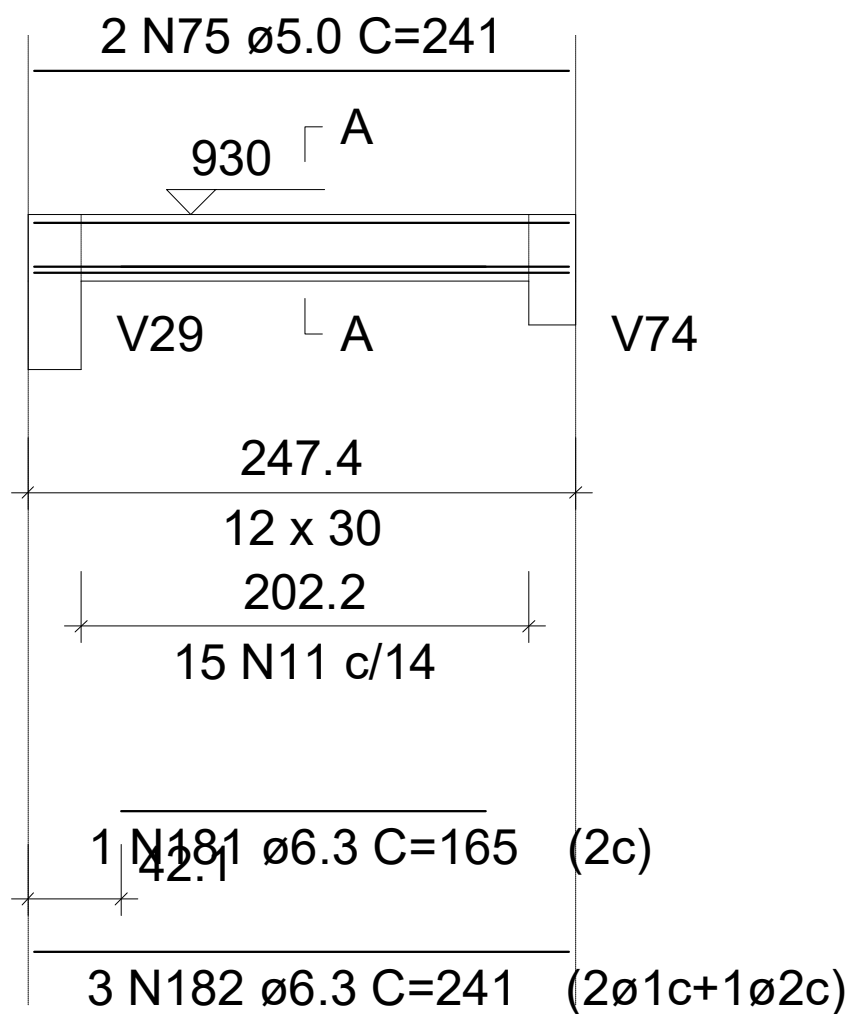


22 N15 ϕ 5.0 C=141

Tipo B 1

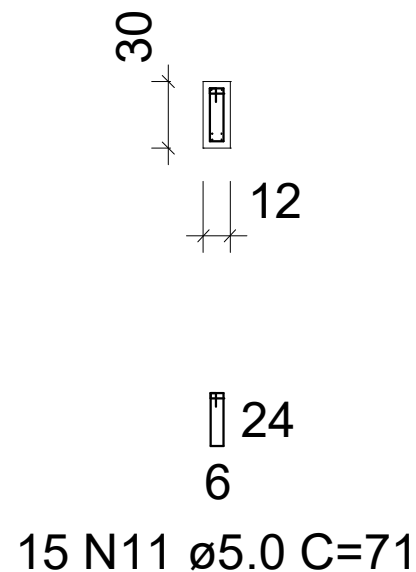
V70

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

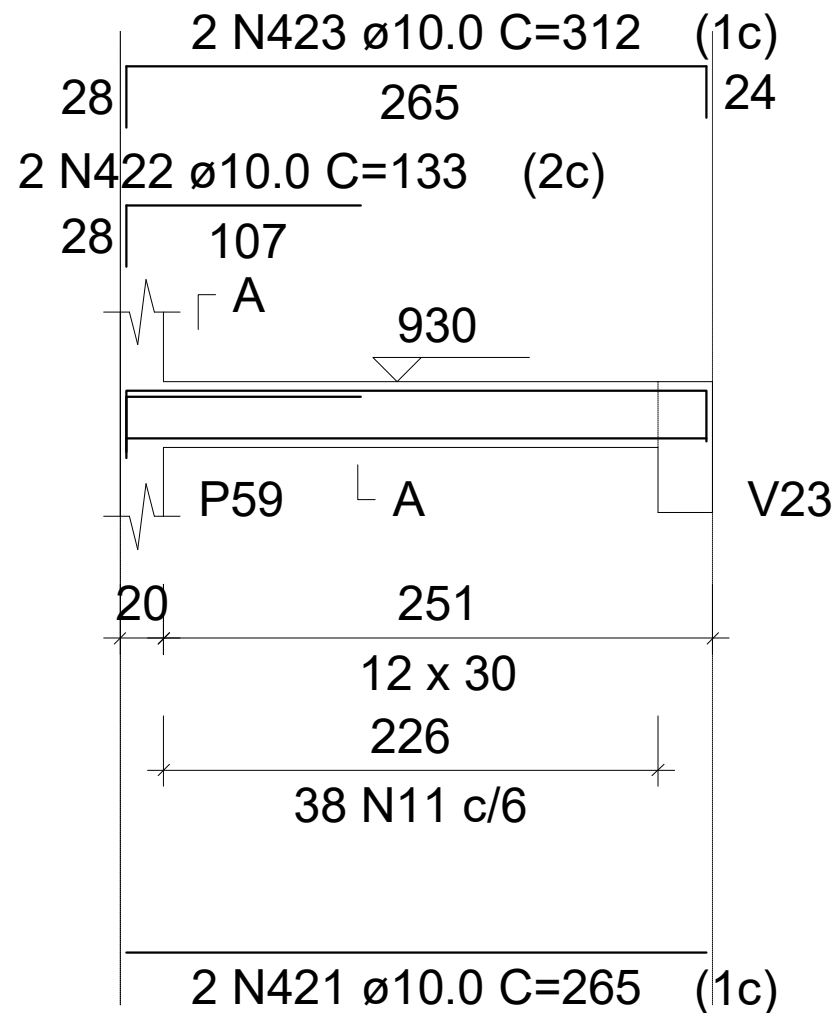
ESC 1:75



Tipo B 1

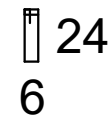
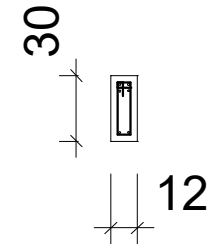
V71

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

ESC 1:75

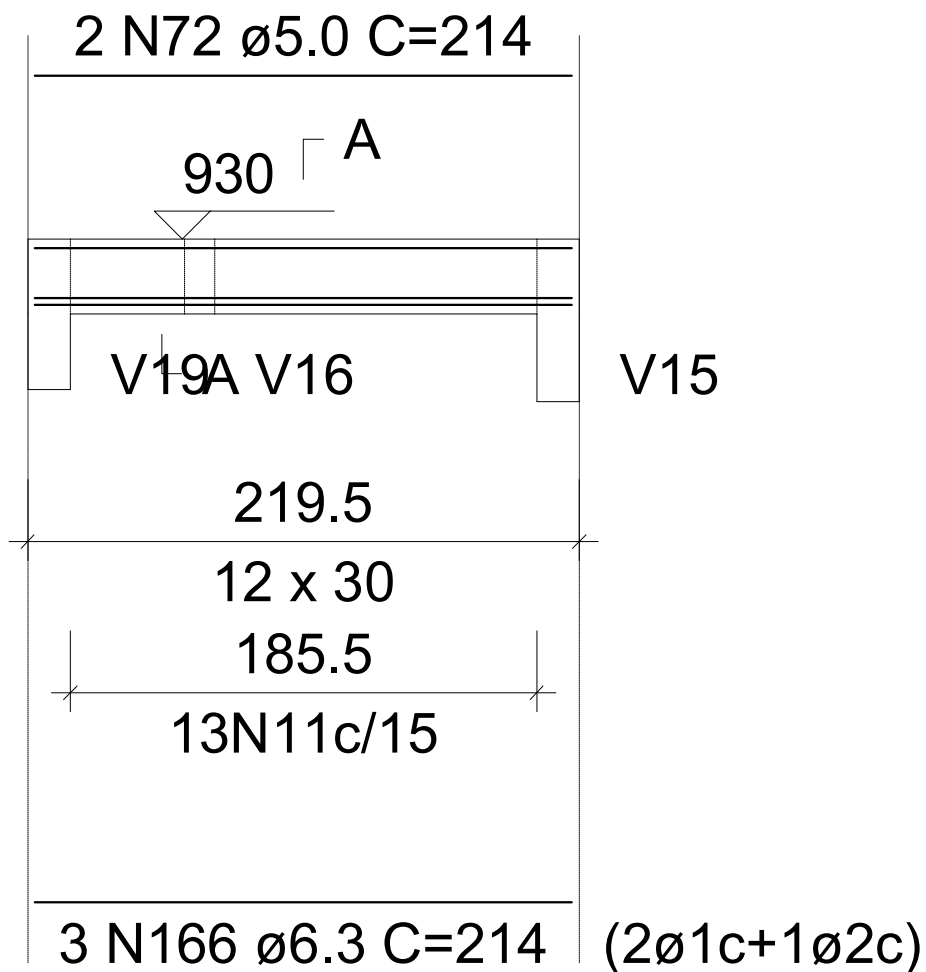


38 N11 \varnothing 5.0 C=71

Tipo B 1

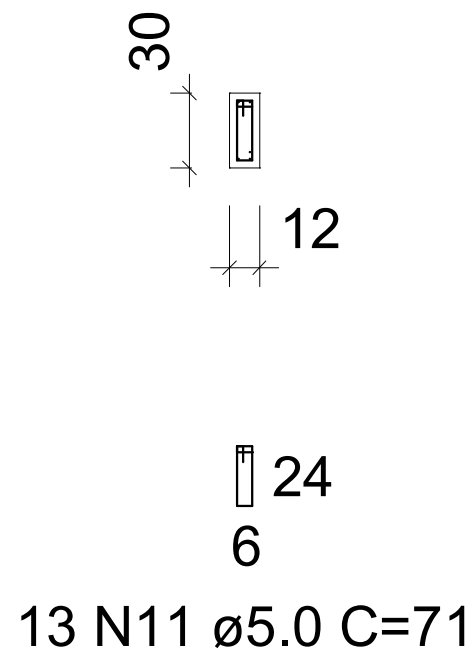
V72

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

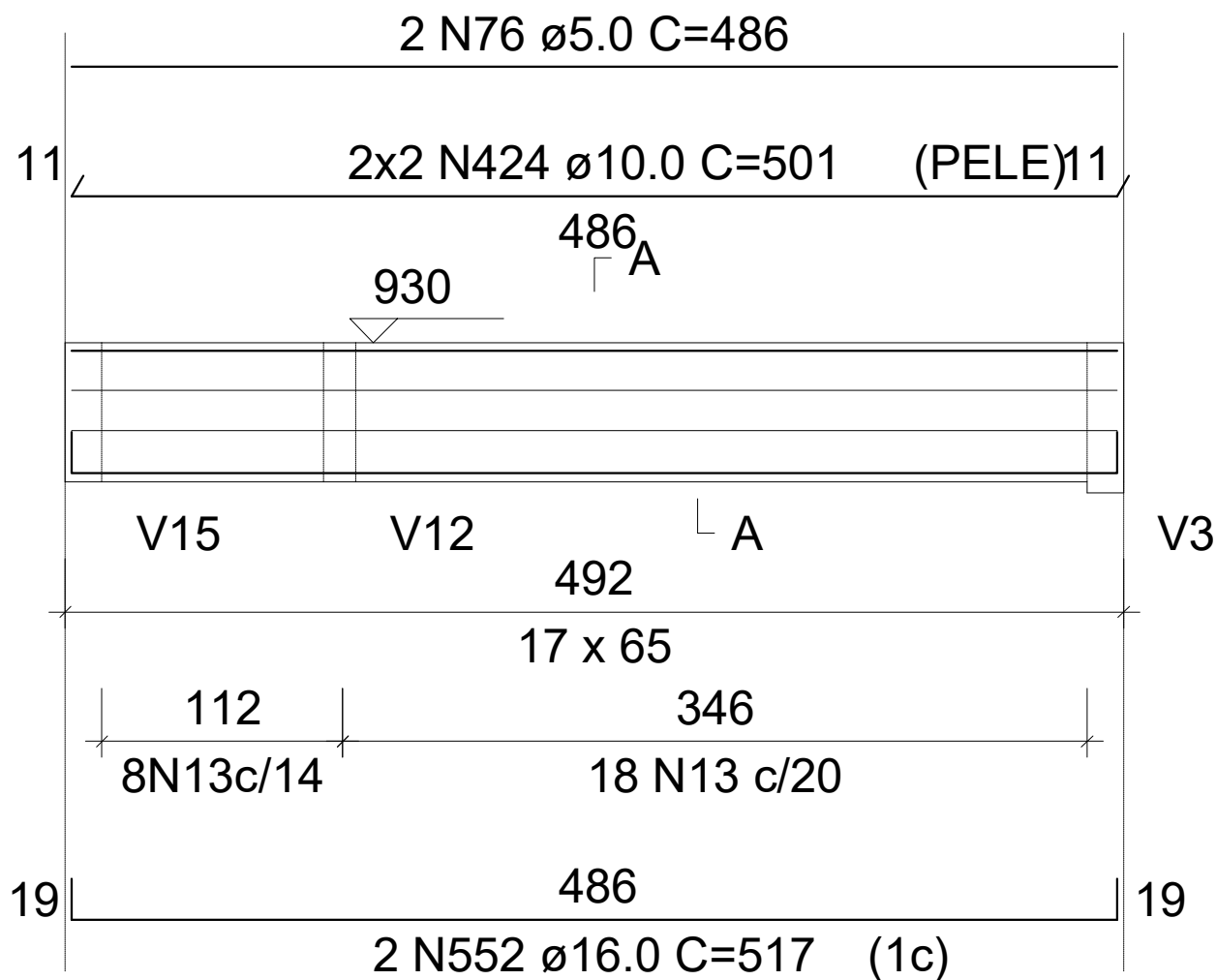
ESC 1:75



Tipo B 1

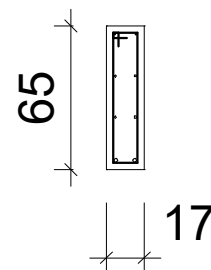
V73

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

ESC 1:75

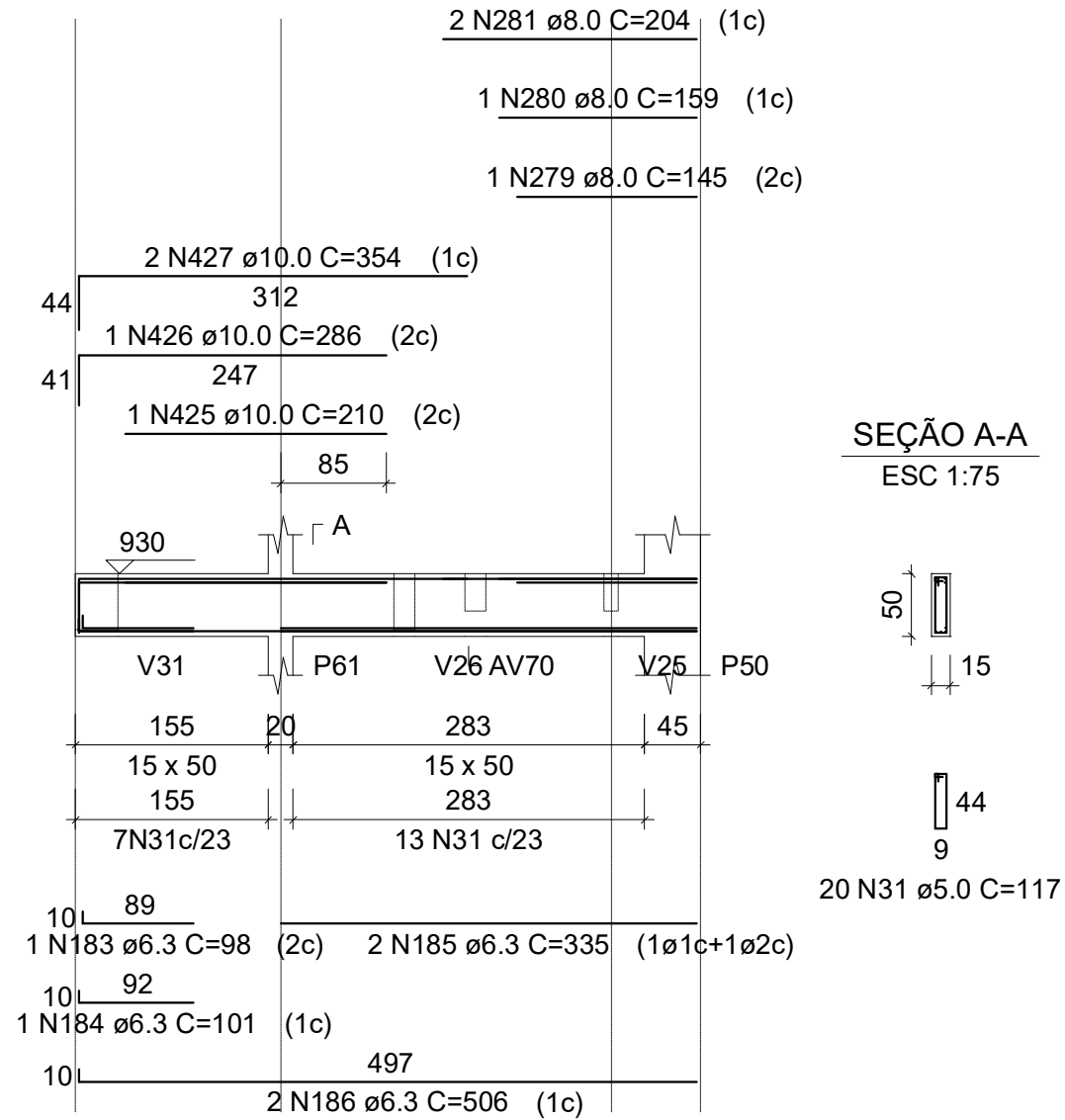


26 N13 ø5.0 C=151

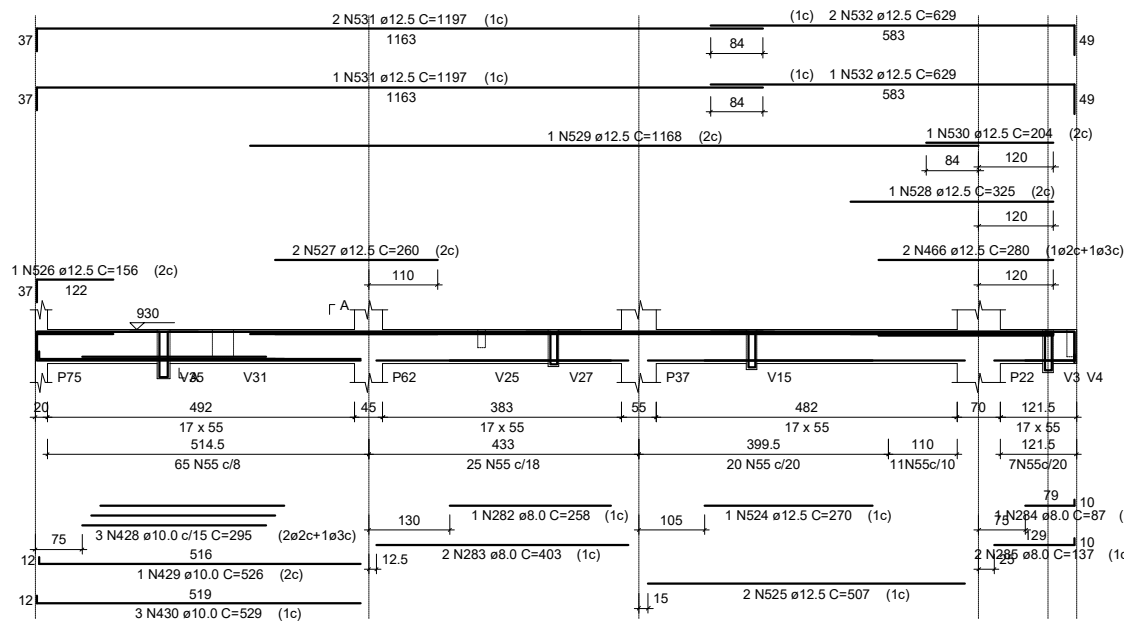
Tipo B 1

V74

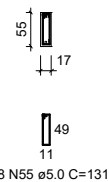
ESC 1:75



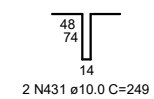
Tipo B 1
V75
 ESC 1:75



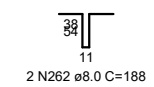
SEÇÃO A-A
 ESC 1:75



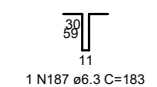
SUSPENSÃO V35
 ESC 1:75



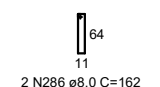
SUSPENSÃO V27
 ESC 1:75



SUSPENSÃO V15
 ESC 1:75



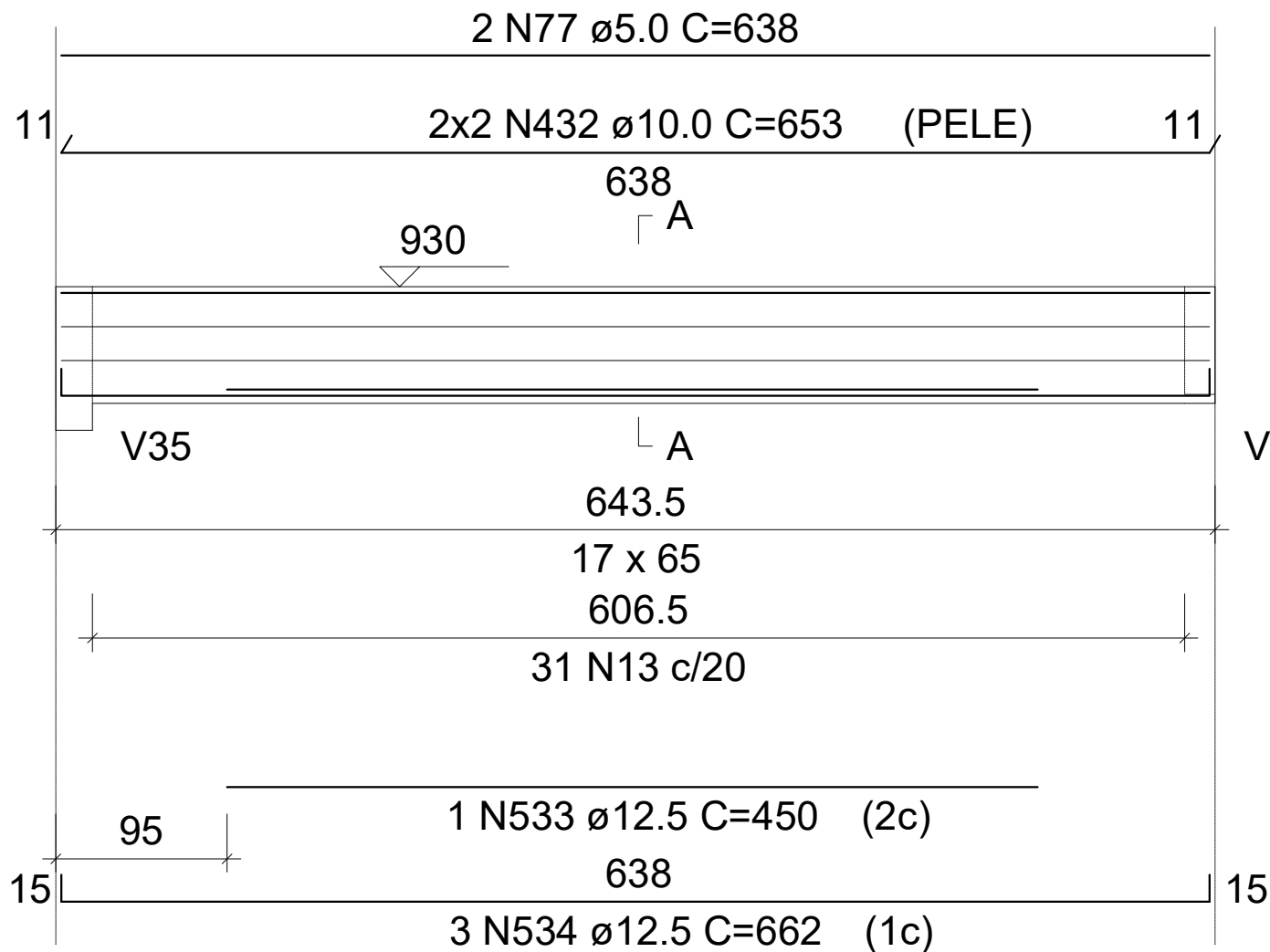
SUSPENSÃO V3
 ESC 1:75



Tipo B 1

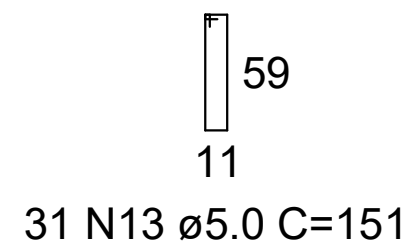
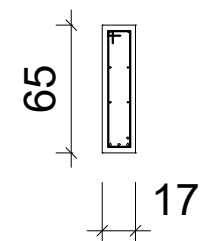
V76

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

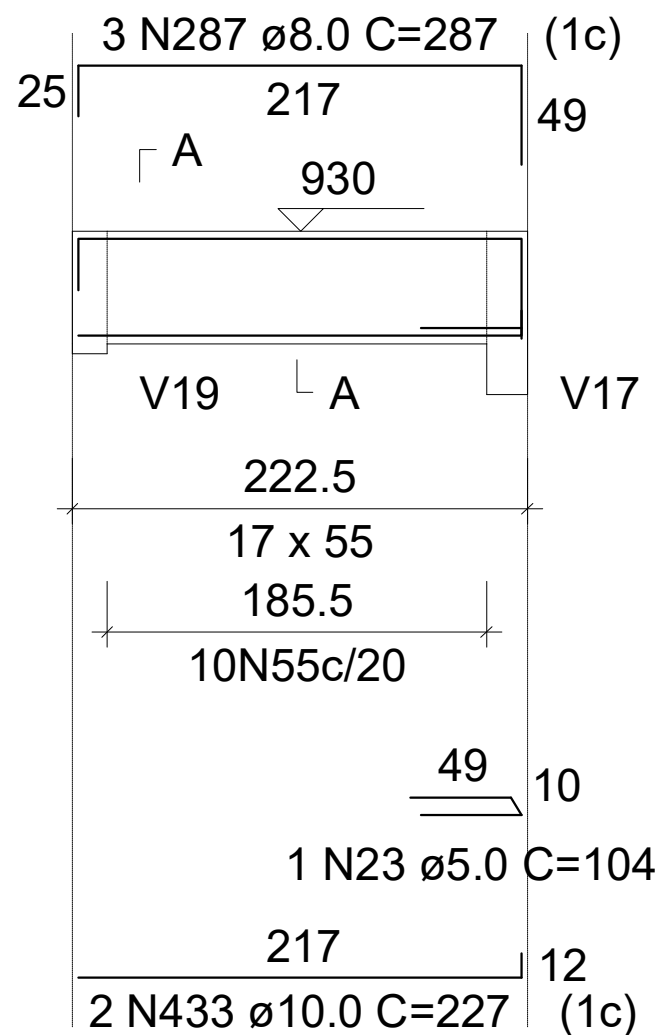
ESC 1:75



Tipo B 1

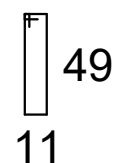
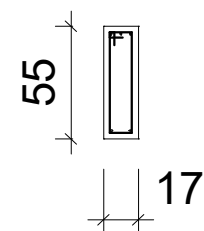
V77

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

ESC 1:75

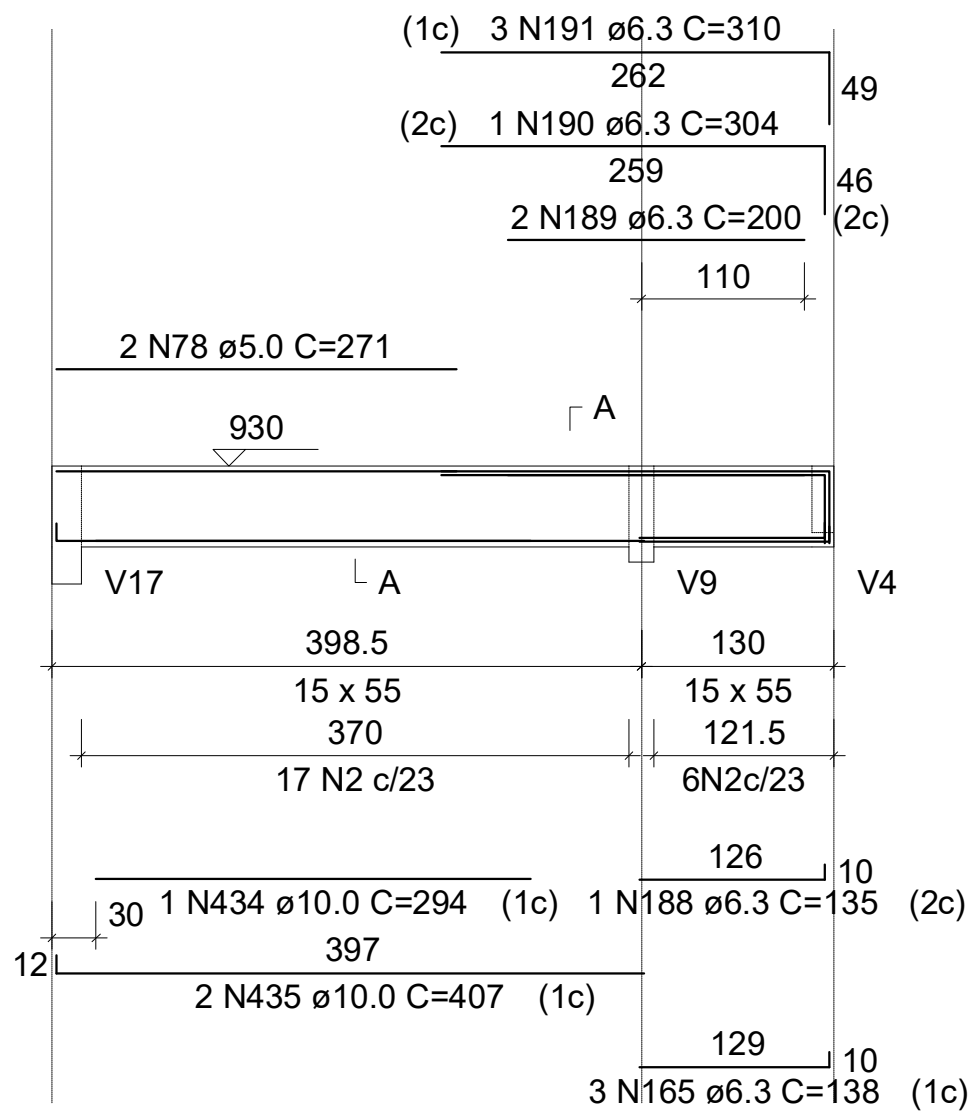


10 N55 \varnothing 5.0 C=131

Tipo B 1

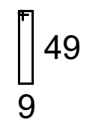
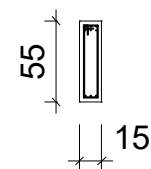
V78

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

ESC 1:75

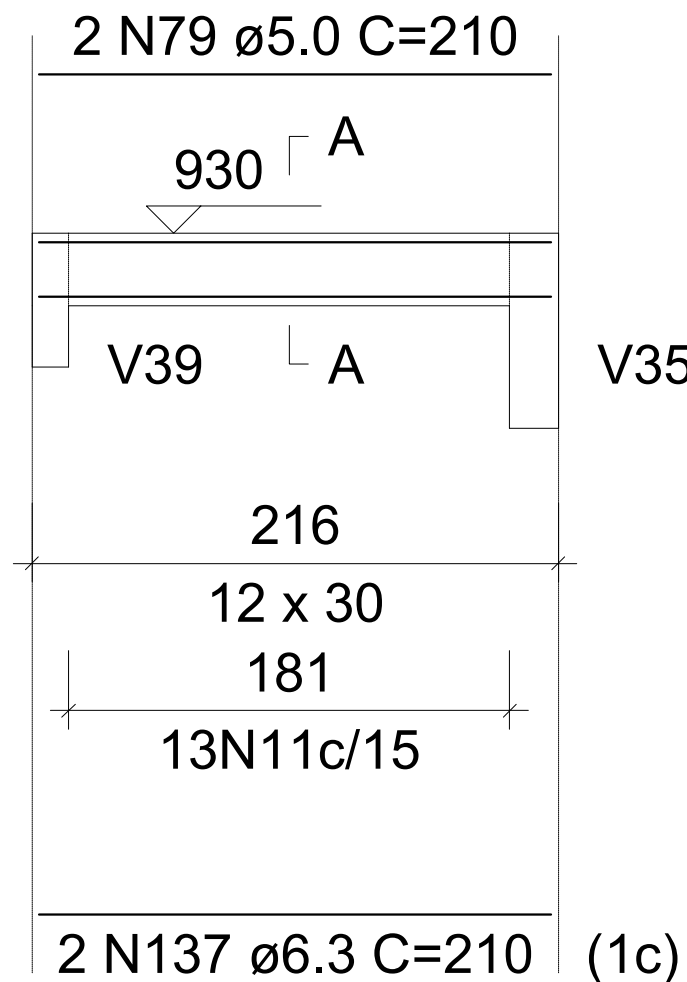


23 N2 ϕ 5.0 C=127

Tipo B 1

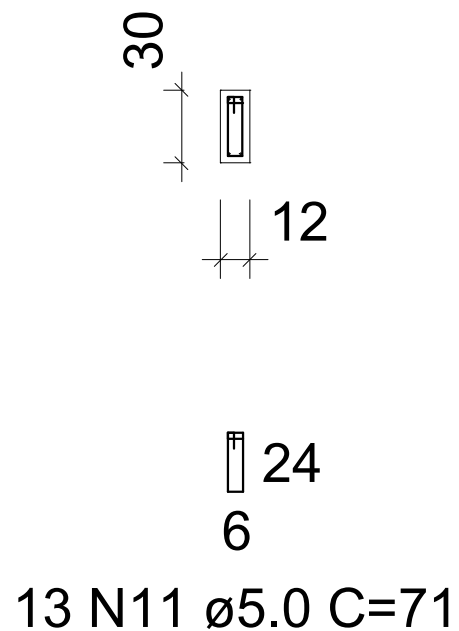
V79

ESC 1:75

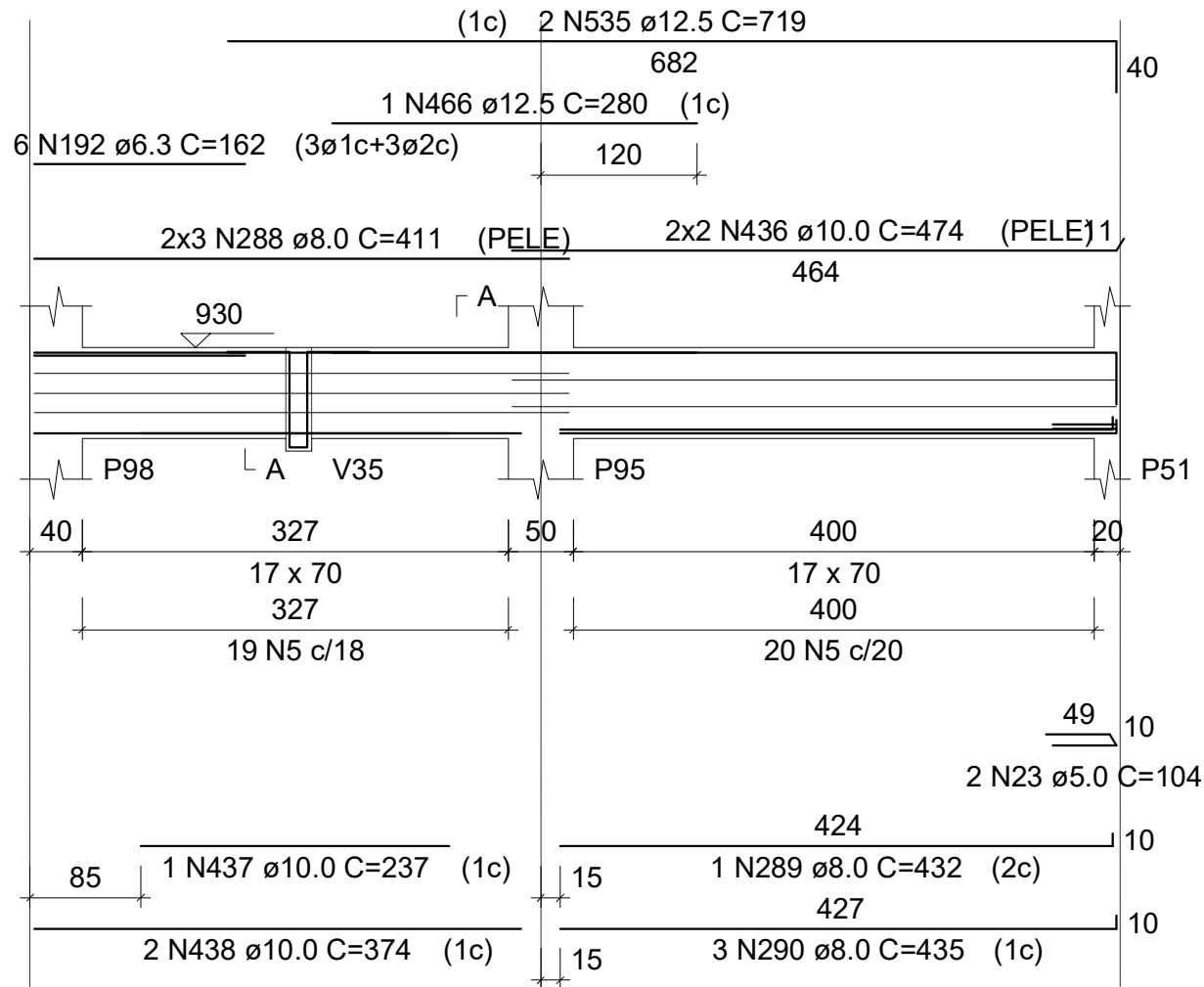


SEÇÃO A-A

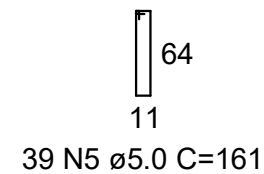
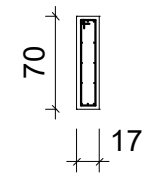
ESC 1:75



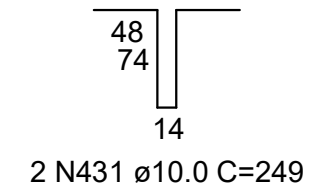
Tipo B 1
V80
 ESC 1:75



SEÇÃO A-A
 ESC 1:75



SUSPENSÃO V35
 ESC 1:75

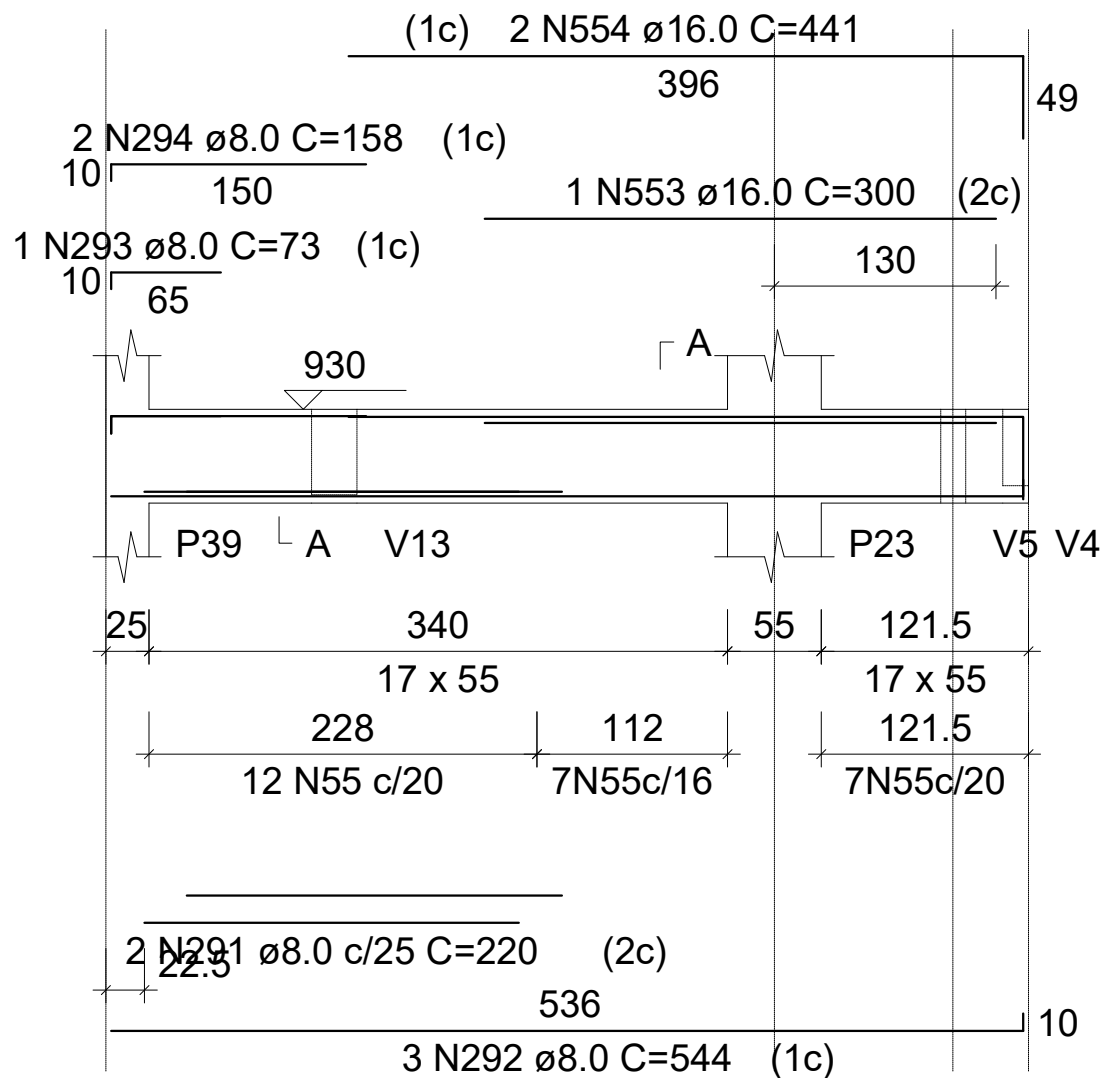


2 N431 ϕ 10.0 C=249

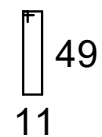
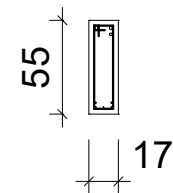
Tipo B 1

V81

ESC 1:75

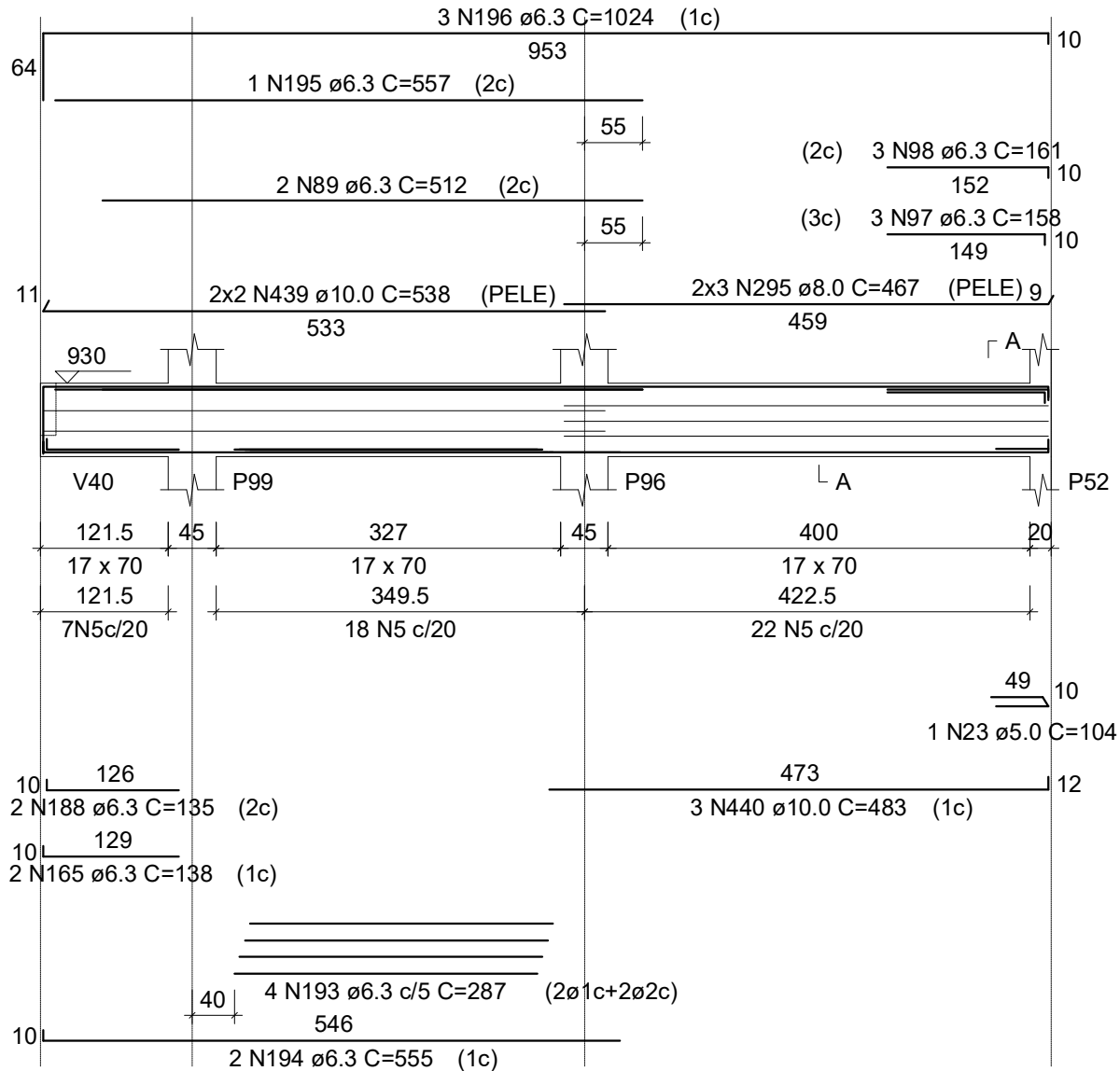


SEÇÃO A-A
ESC 1:75

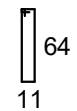
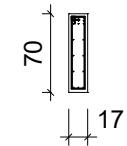


26 N55 \varnothing 5.0 C=131

Tipo B 1
V82
 ESC 1:75



SEÇÃO A-A
 ESC 1:75

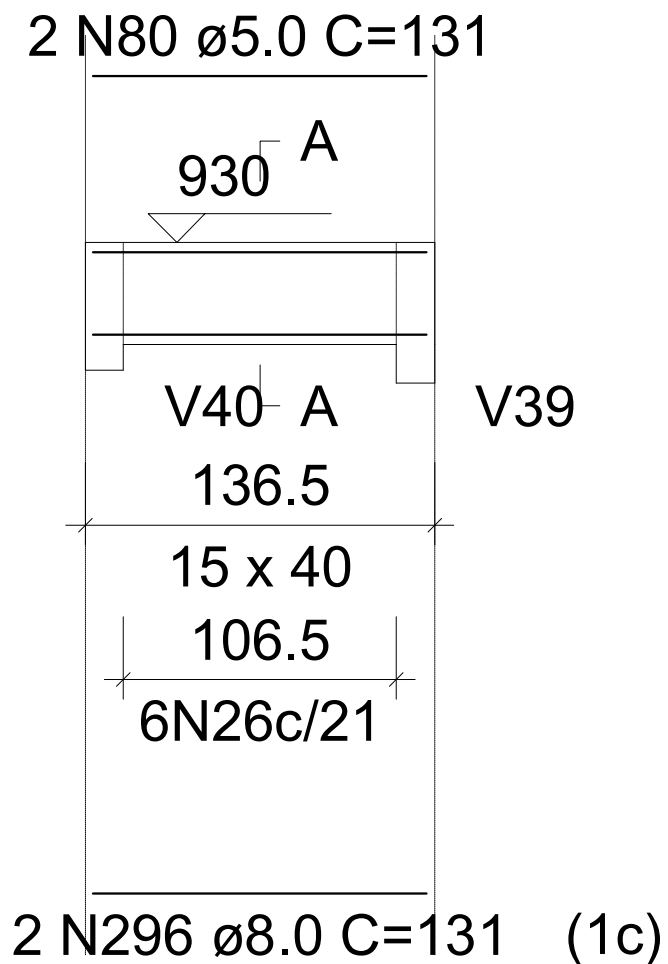


47 N5 ϕ 5.0 C=161

Tipo B 1

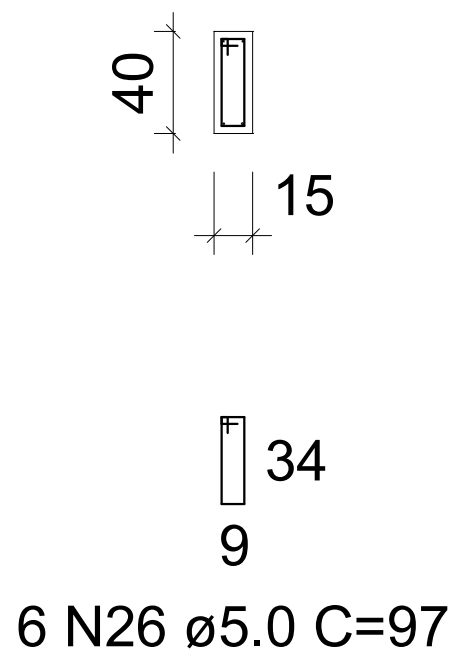
V83

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

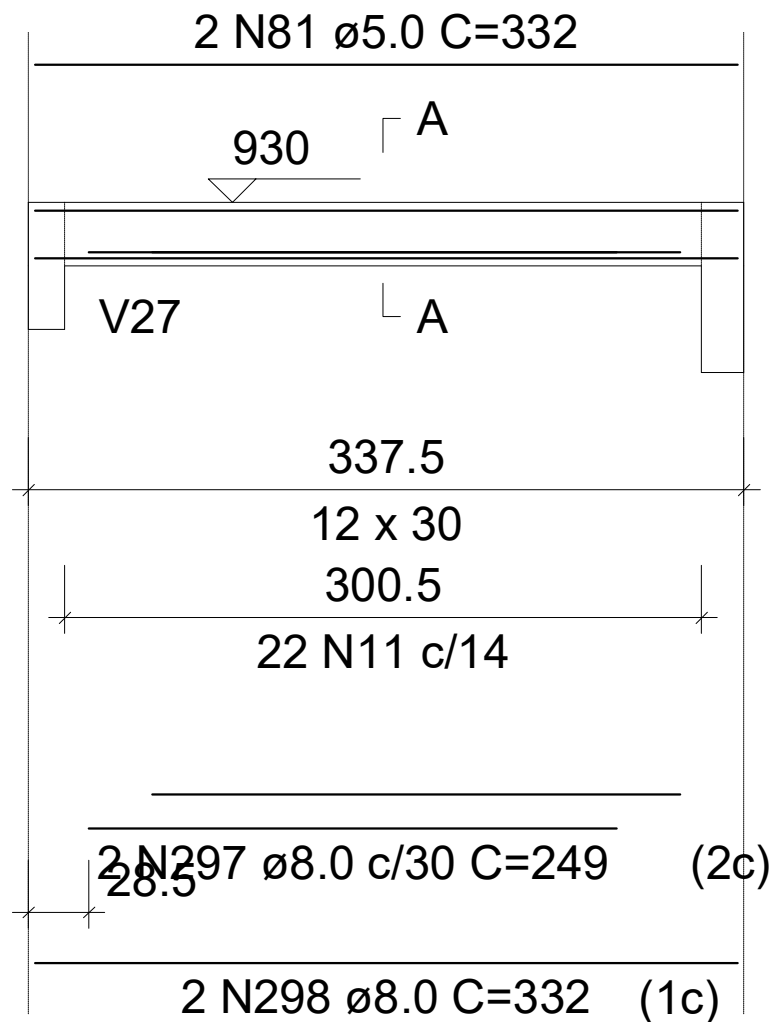
ESC 1:75



Tipo B 1

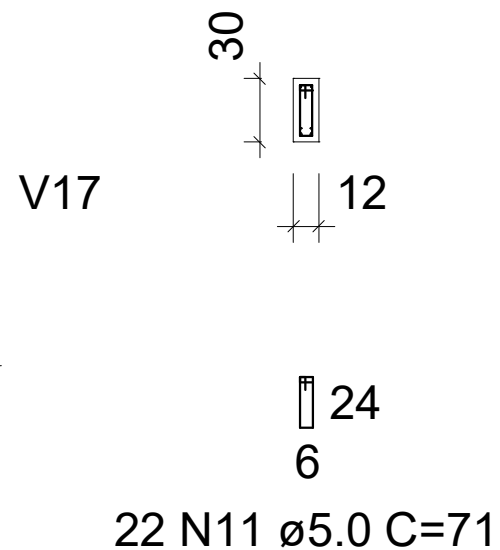
V84

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

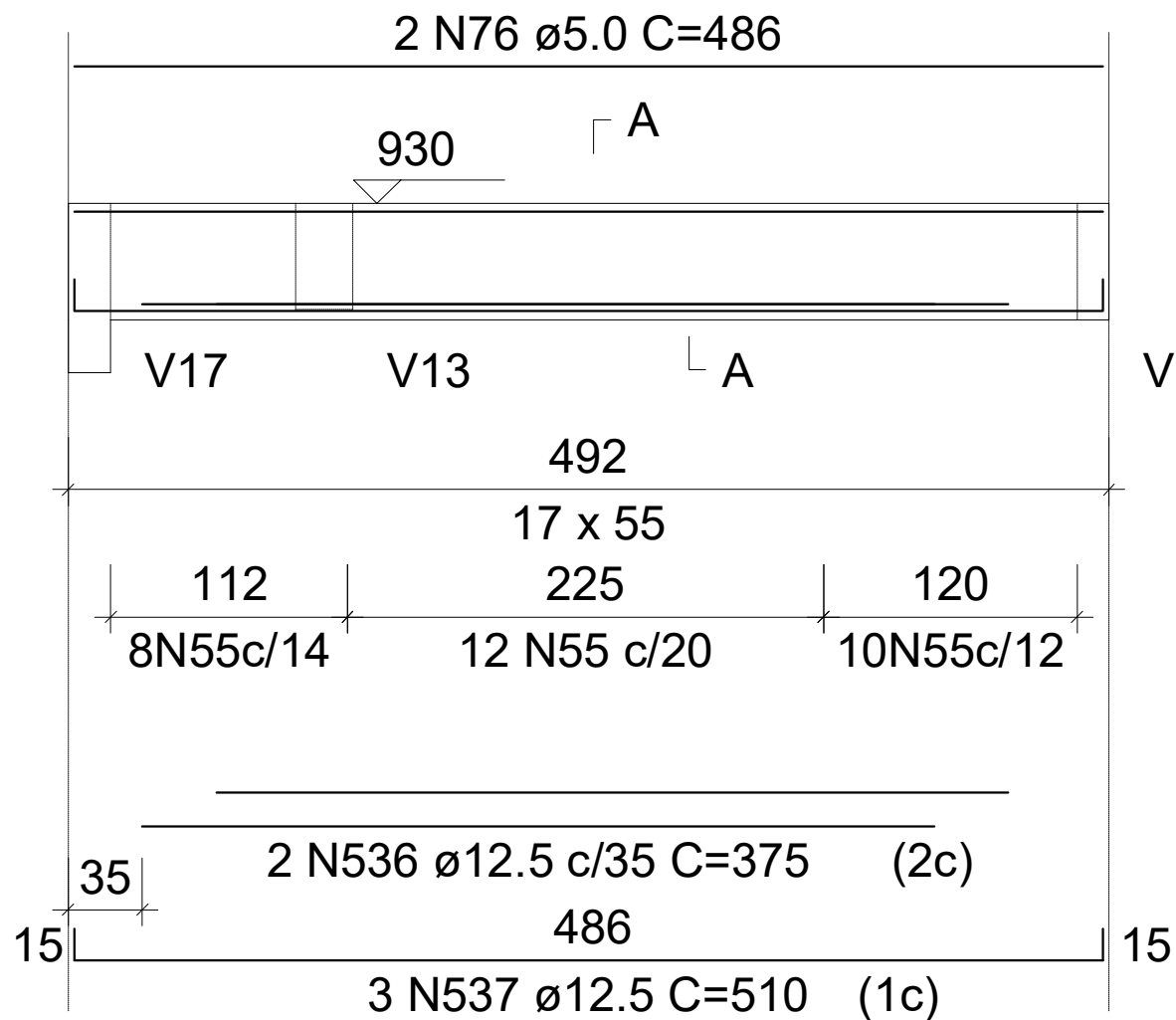
ESC 1:75



Tipo B 1

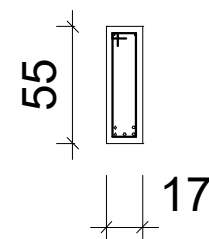
V85

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

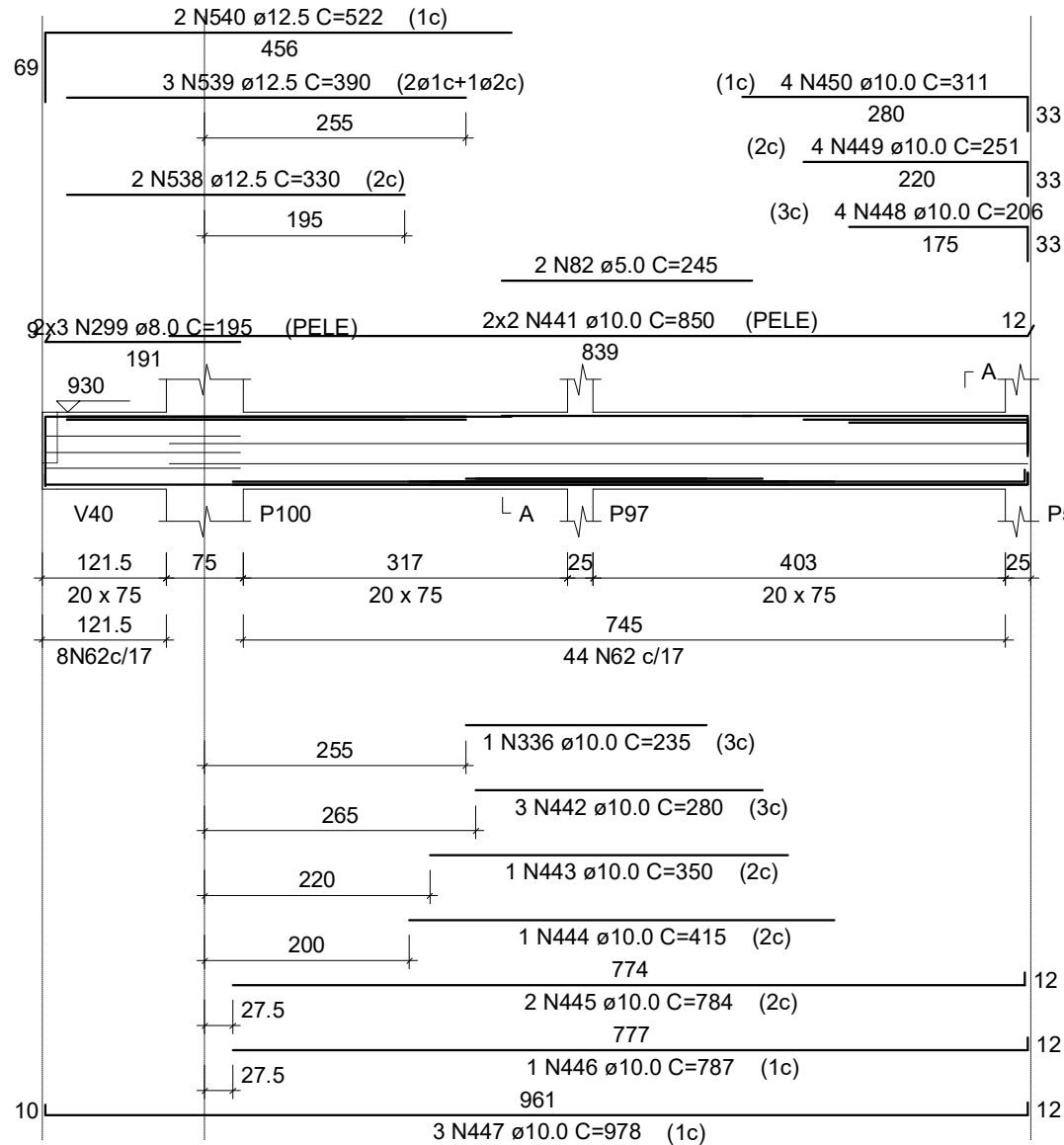
ESC 1:75



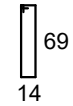
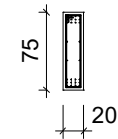
Tipo B 1

V86

ESC 1:75



SEÇÃO A-A
ESC 1:75

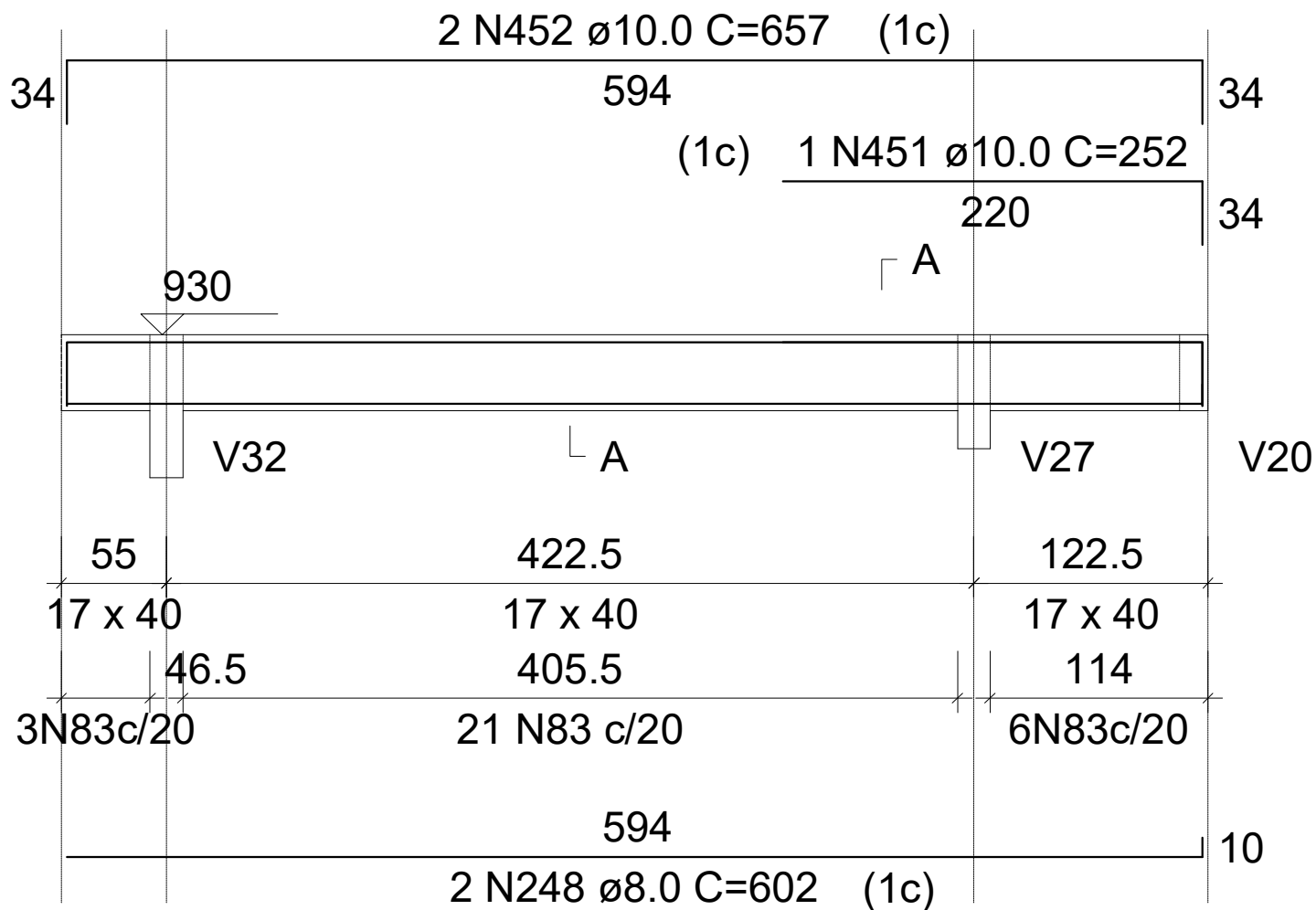


52 N62 ϕ 5.0 C=177

Tipo B 1

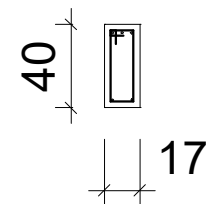
V87

ESC 1:75



SEÇÃO A-A

ESC 1:75

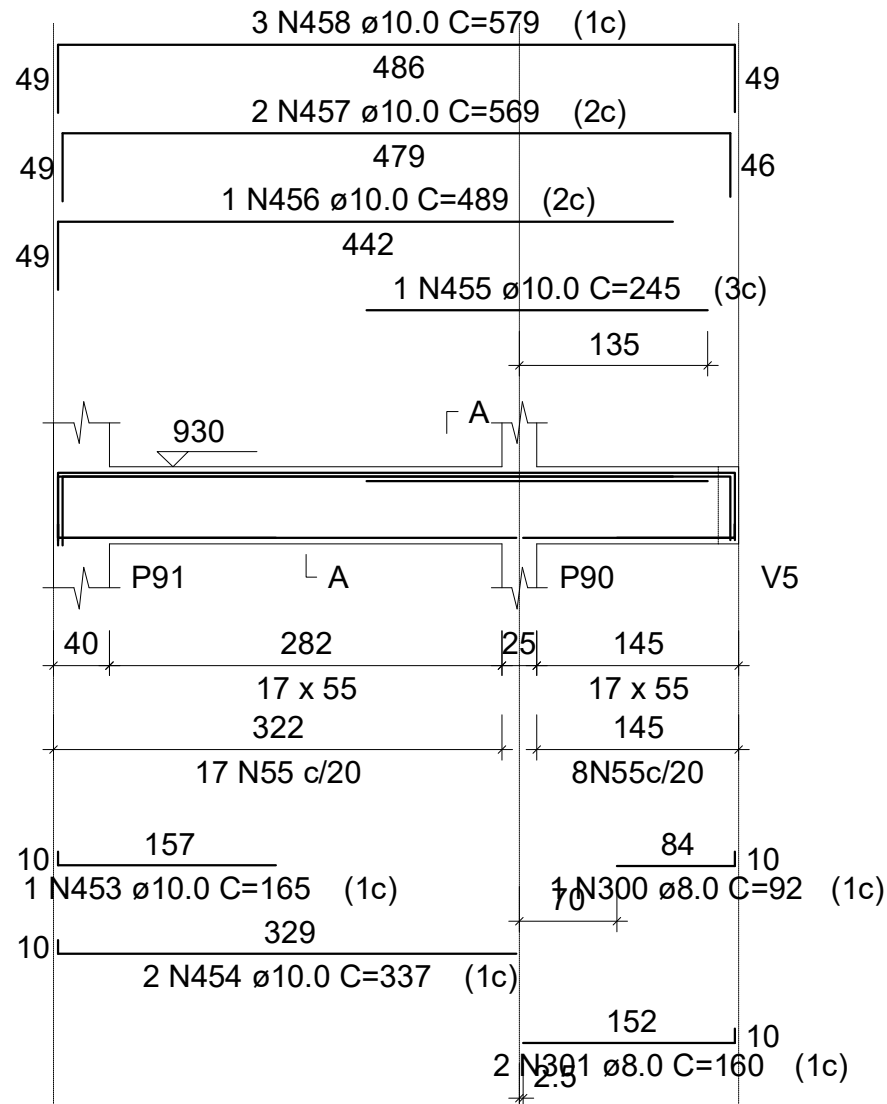


34
11
30 N83 ϕ 5.0 C=101

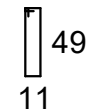
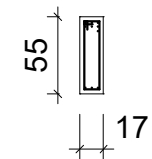
Tipo B 1

V88

ESC 1:75



SEÇÃO A-A
ESC 1:75

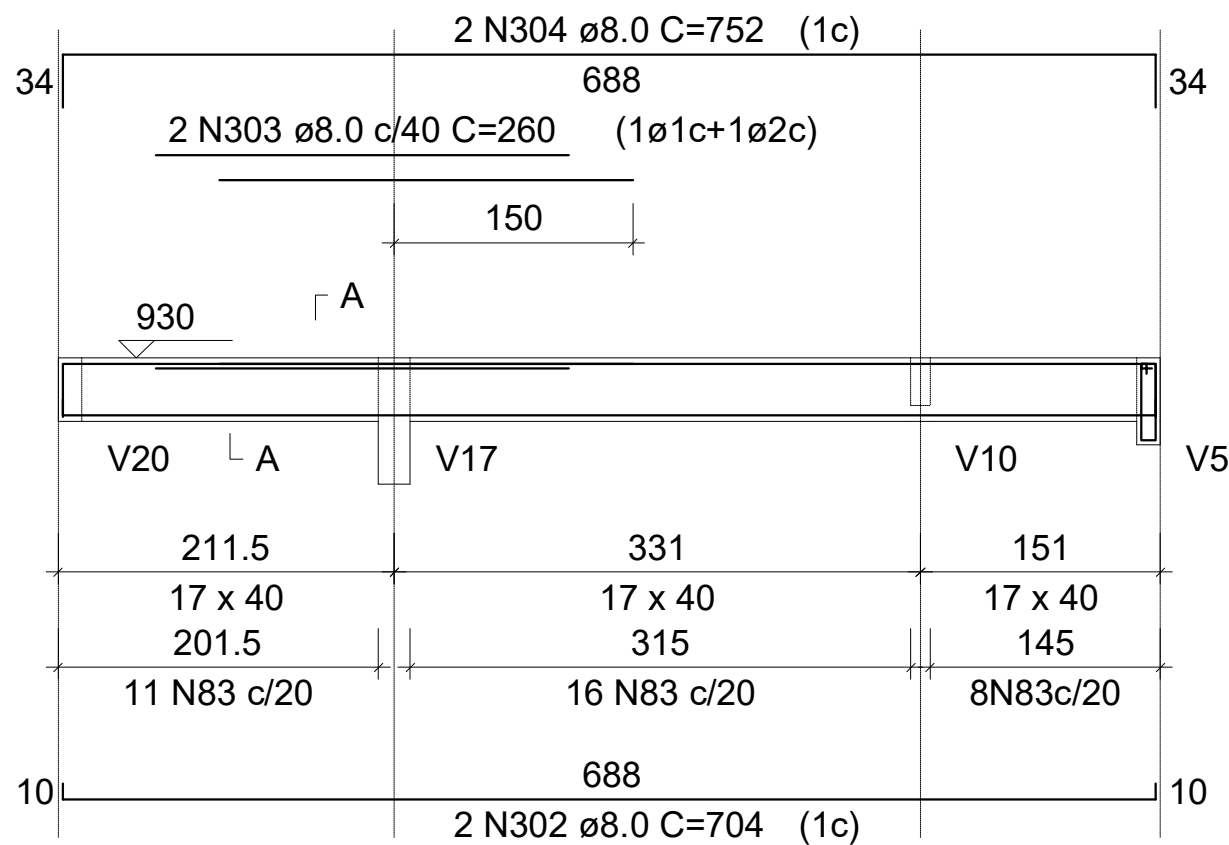


25 N55 ø5.0 C=131

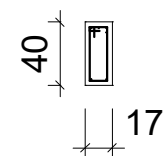
Tipo B 1

V89

ESC 1:75

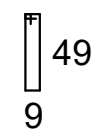


SEÇÃO A-A
ESC 1:75



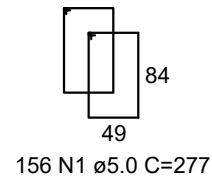
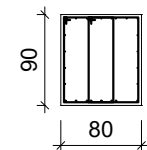
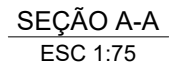
34
11
35 N83 $\phi 5.0$ C=101

SUSPENSÃO V5
ESC 1:75

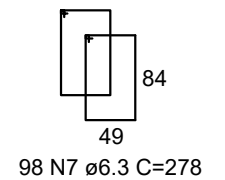
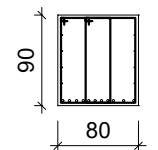
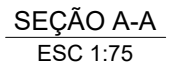


1 N197 $\phi 6.3$ C=128

ESC 1:75

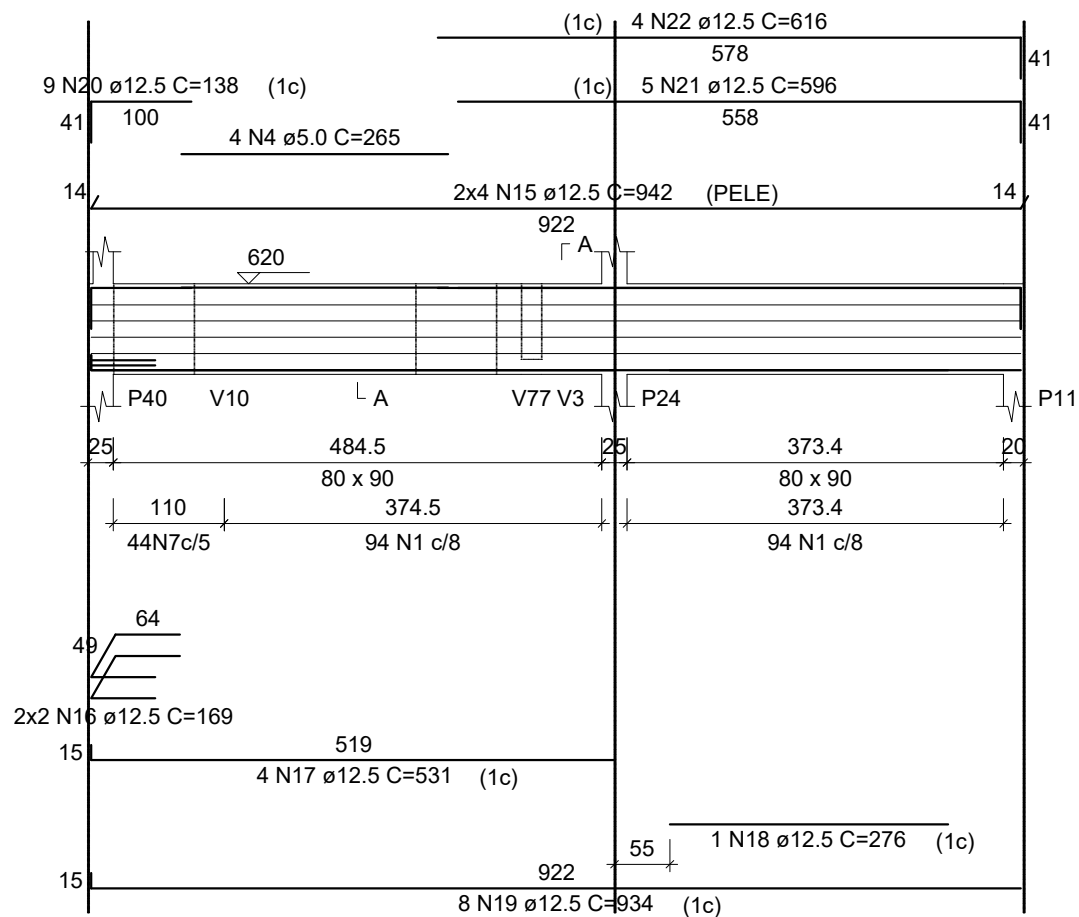


ESC 1:75

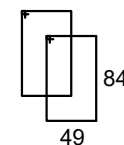
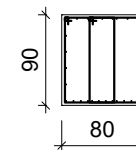


V71 (TIPO A)

ESC 1:75



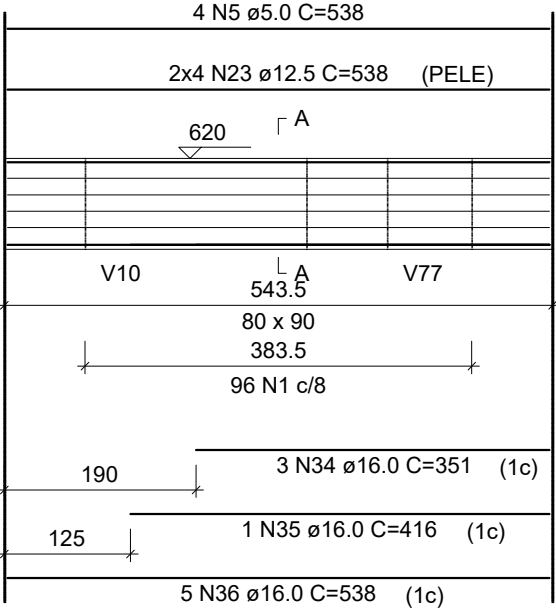
SEÇÃO A-A
ESC 1:75



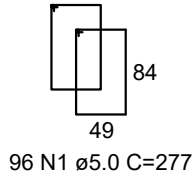
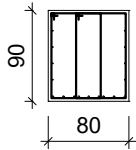
188 N1 ϕ 5.0 C=277
44 N7 ϕ 6.3 C=278

V72 (TIPO A)

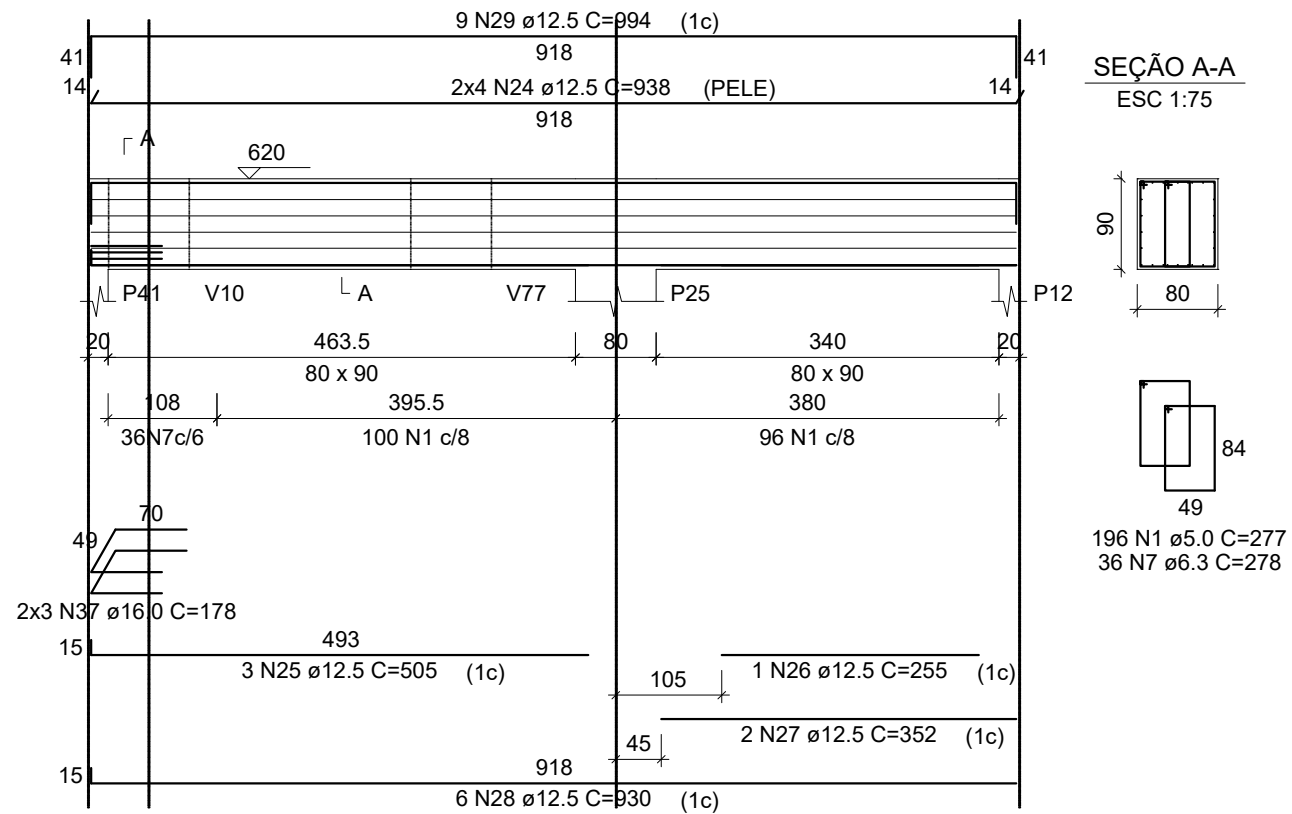
ESC 1:75



SEÇÃO A-A
ESC 1:75

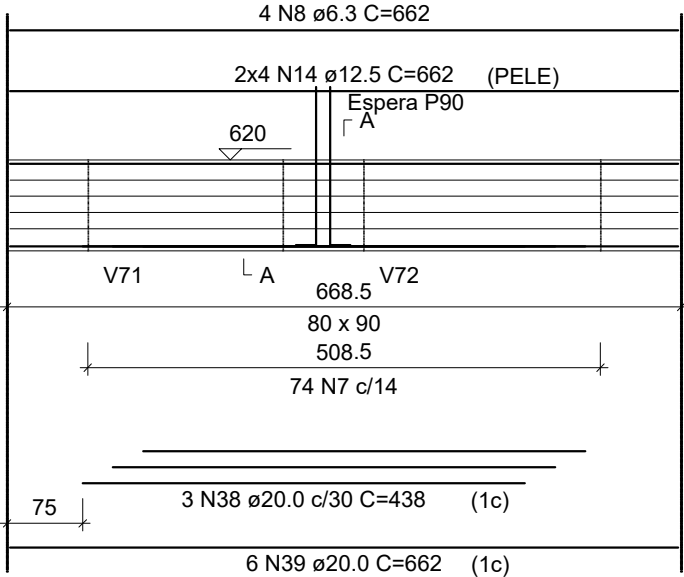


ESC 1:75

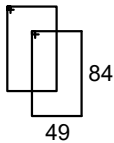
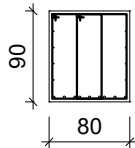


V77 (TIPO A)

ESC 1:75

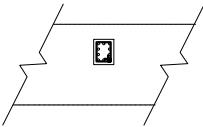
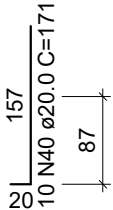


SEÇÃO A-A
ESC 1:75



74 N7 ϕ 6.3 C=278

ESPERA P90
ESC 1:75



14

19

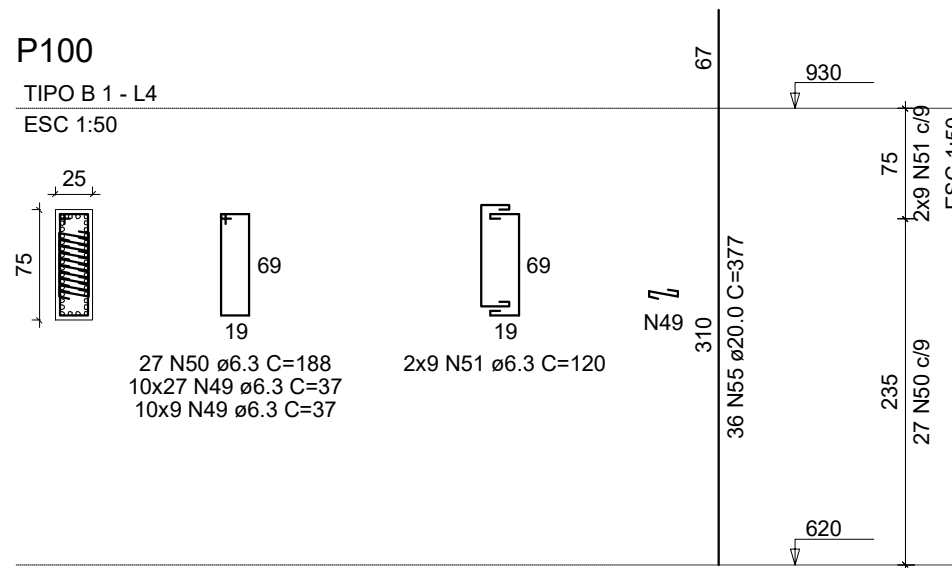
5 N6 ϕ 5.0 c/20 C=76

APÊNDICE E – DETALHAMENTO DOS PILARES – EBERICK

P100

TIPO B 1 - L4

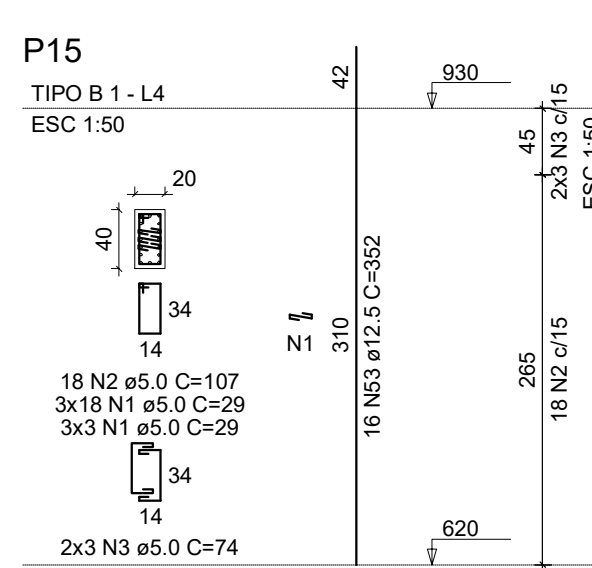
ESC 1:50



P15

TIPO B 1 - L4

ESC 1:50



[illegible]

P17

TIPO B 1 - L4

ESC 1:50

20

70

64

14

13 N7 $\varnothing 5.0$ C=167
9x13 N4 $\varnothing 5.0$ C=29
9x4 N4 $\varnothing 5.0$ C=29

64

14

2x4 N8 $\varnothing 5.0$ C=104

53

930

70

2x4 N8 c/19

ESC 1:50

310

28 N54 $\varnothing 16.0$ C=363

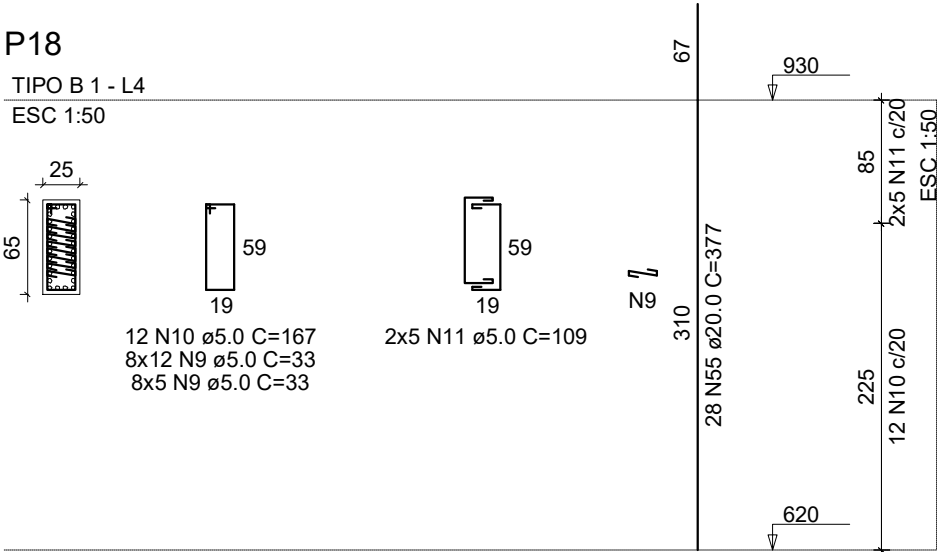
240

13 N7 c/19

620

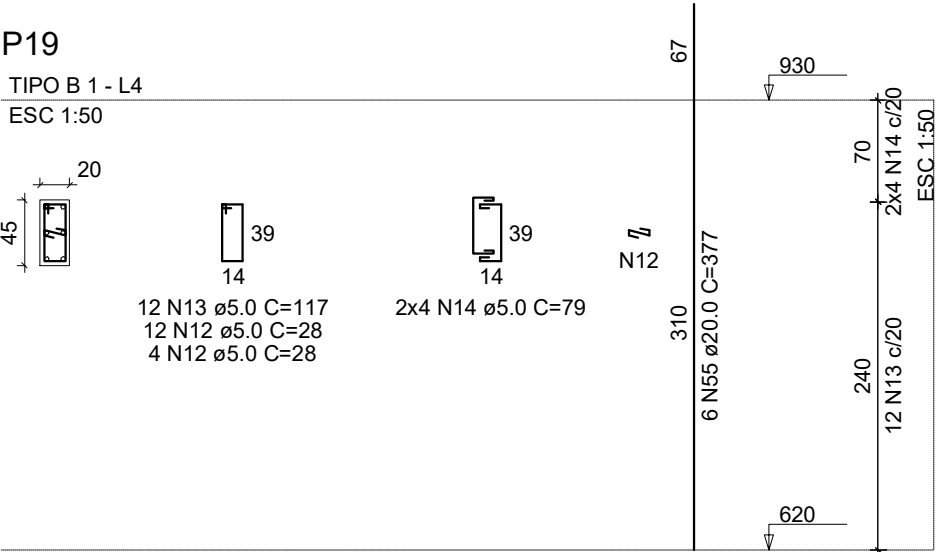
P18

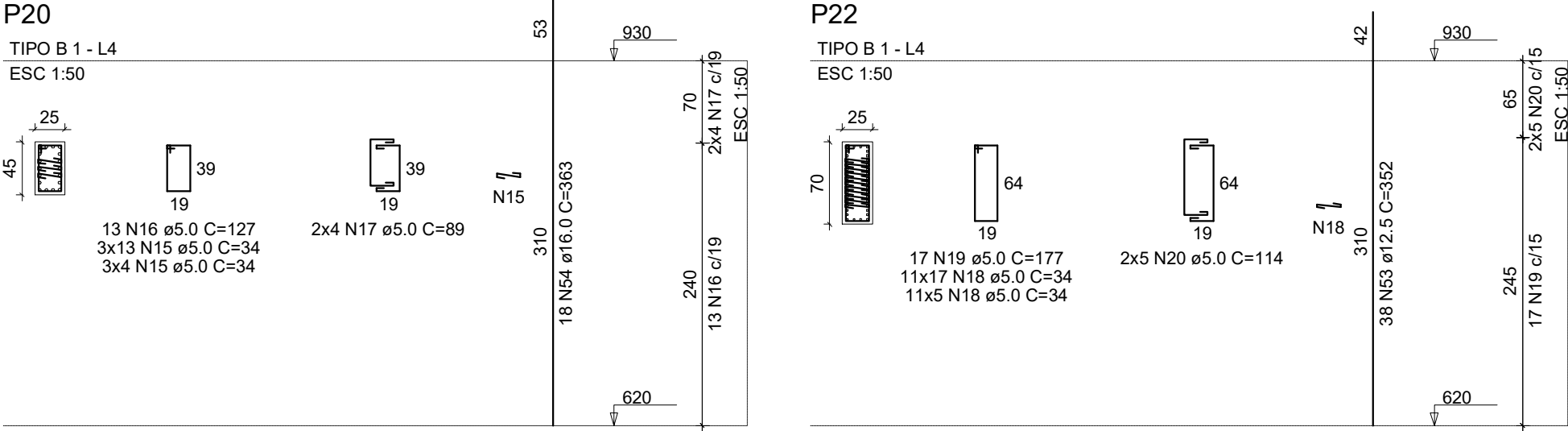
TIPO B 1 - L4
ESC 1:50



P19

TIPO B 1 - L4
ESC 1:50





P23

TIPO B 1 - L4

ESC 1:50

25

55

19

49

13 N21 $\varnothing 5.0$ C=147
5x13 N15 $\varnothing 5.0$ C=34
5x4 N15 $\varnothing 5.0$ C=34

19

49

2x4 N22 $\varnothing 5.0$ C=99

N15

310

53

930

65

2x4 N22 $\varnothing 19$

245

13 N21 $\varnothing 19$

620

28 N54 $\varnothing 16.0$ C=363

ESC 1:50

P24

TIPO B 1 - L4

ESC 1:50

25

50

44

19

22 N24 \varnothing 5.0 C=137
6x22 N23 \varnothing 5.0 C=34
6x5 N23 \varnothing 5.0 C=34

44

19

2x5 N25 \varnothing 5.0 C=94

N23

33

930

55

2x5 N25 c/12

ESC 1:50

310

30 N52 \varnothing 10.0 C=343

255

22 N24 c/12

620

[illegible]

P30

TIPO B 1 - L4

ESC 1:50

55
20

14

49

13 N26 $\varnothing 5.0$ C=137
2x13 N12 $\varnothing 5.0$ C=28
2x3 N12 $\varnothing 5.0$ C=28

2x3 N27 $\varnothing 5.0$ C=89

14

49

N12

67

930

60

2x3 N27 c/20

ESC 1:50

310

12 N55 $\varnothing 20.0$ C=377

250

13 N26 c/20

620

[illegible]

P32

TIPO B 1 - L4

ESC 1:50

75
20

69
14

17 N28 ø5.0 C=177
9x17 N1 ø5.0 C=29
9x4 N1 ø5.0 C=29

69
14

2x4 N29 ø5.0 C=109

42

930

60

250

620

310

32 N53 ø12.5 C=352

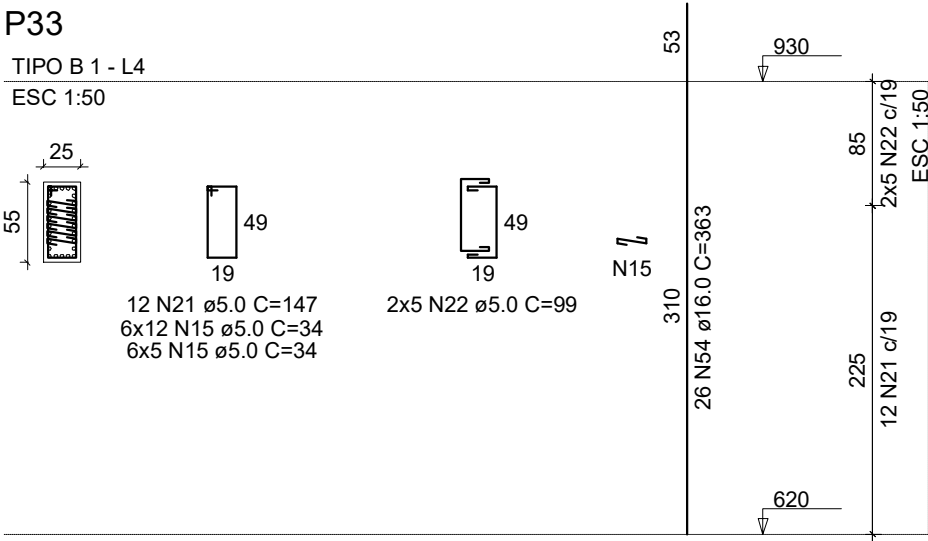
17 N28 c/15

2x4 N29 c/15

ESC 1:50

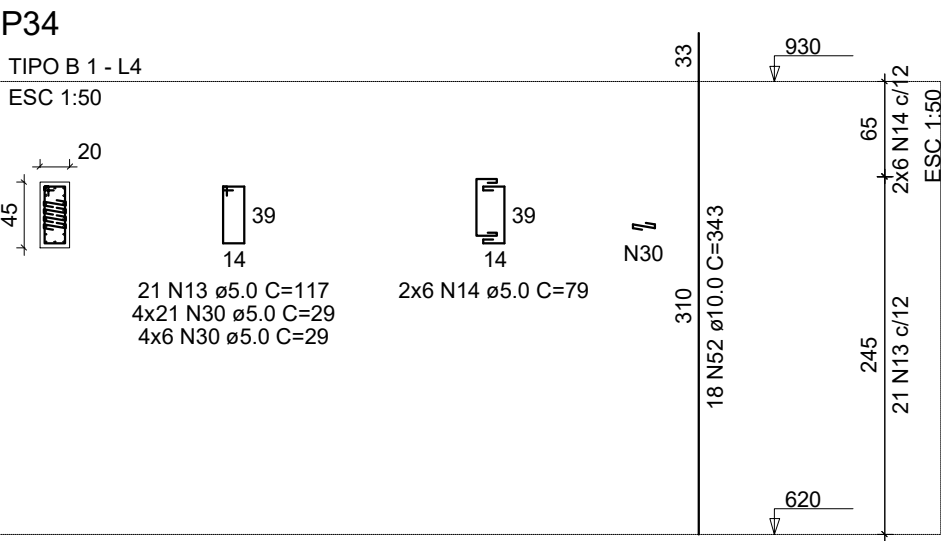
P33

TIPO B 1 - L4
ESC 1:50



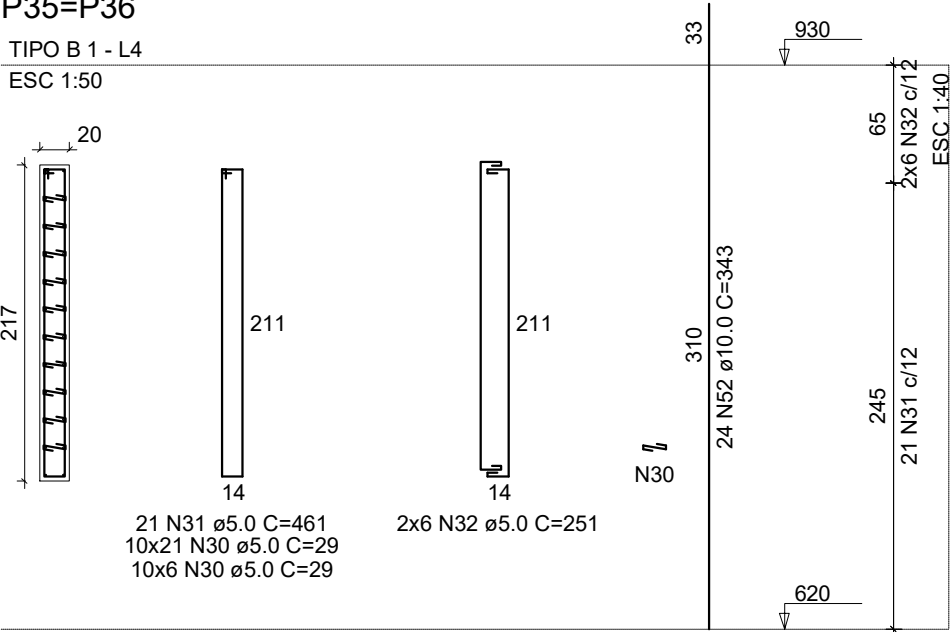
P34

TIPO B 1 - L4
ESC 1:50



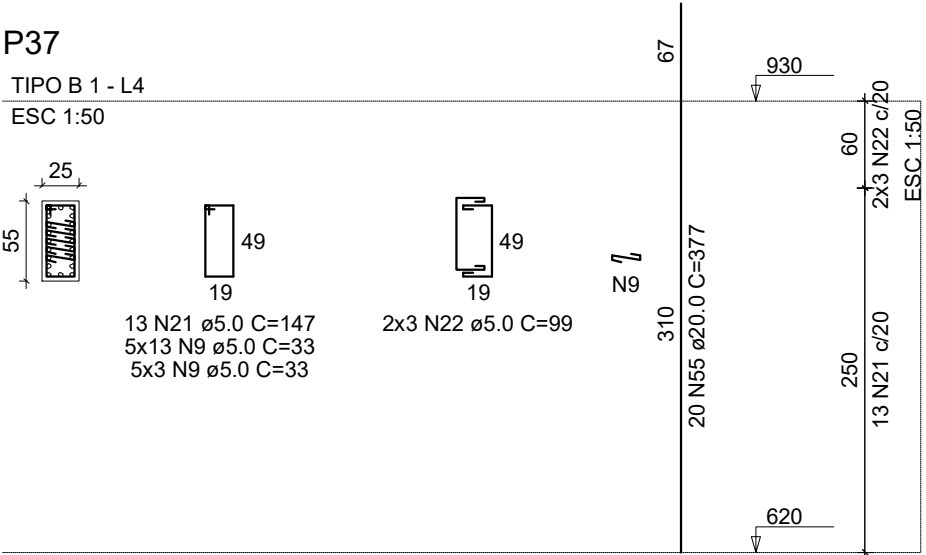
P35=P36

TIPO B 1 - L4
ESC 1:50

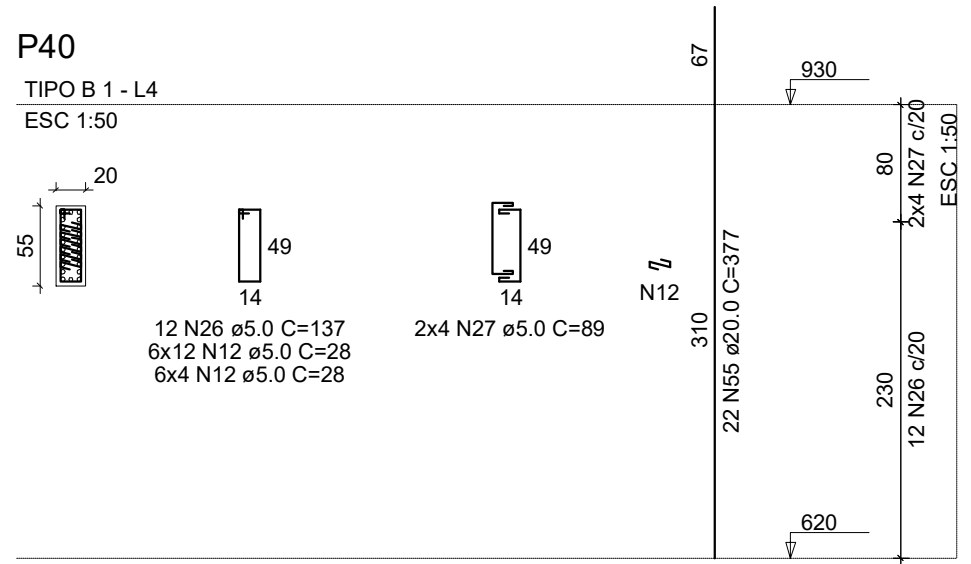
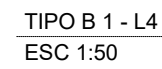


P37

TIPO B 1 - L4
ESC 1:50



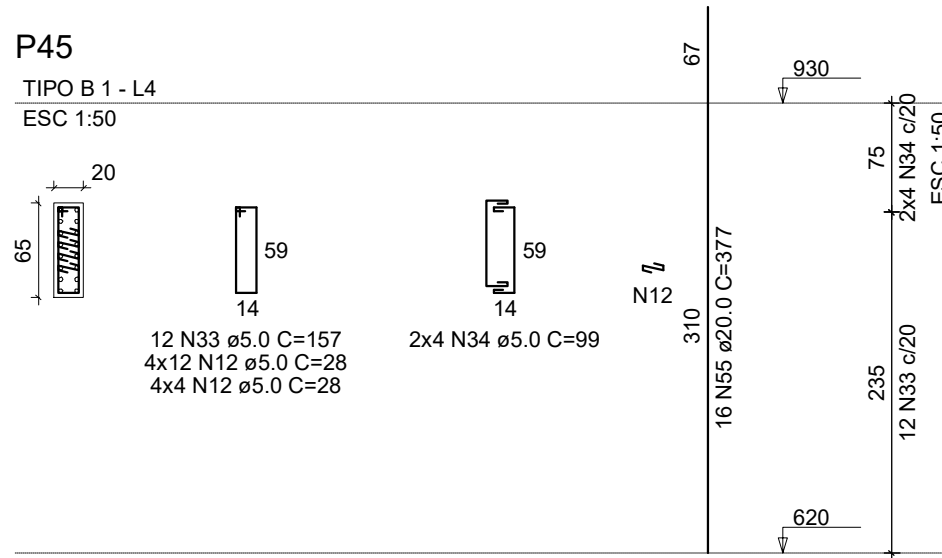
TIPO B 1 - L4
ESC 1:50



P45

TIPO B 1 - L4

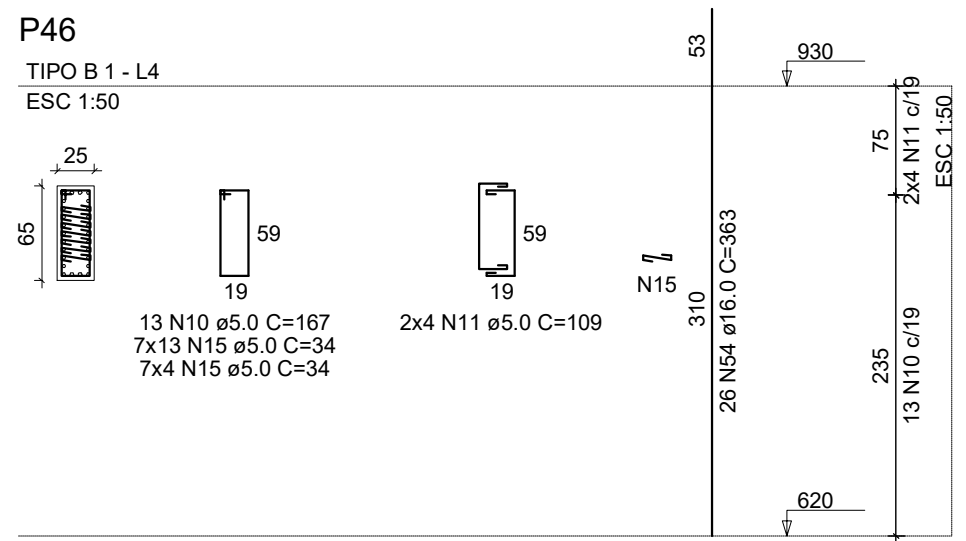
ESC 1:50



P46

TIPO B 1 - L4

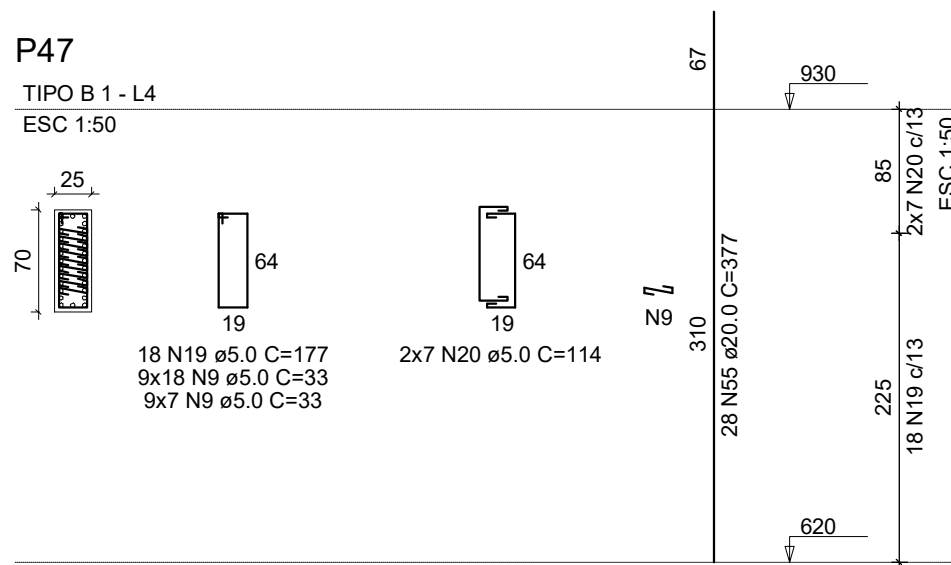
ESC 1:50



P47

TIPO B 1 - L4

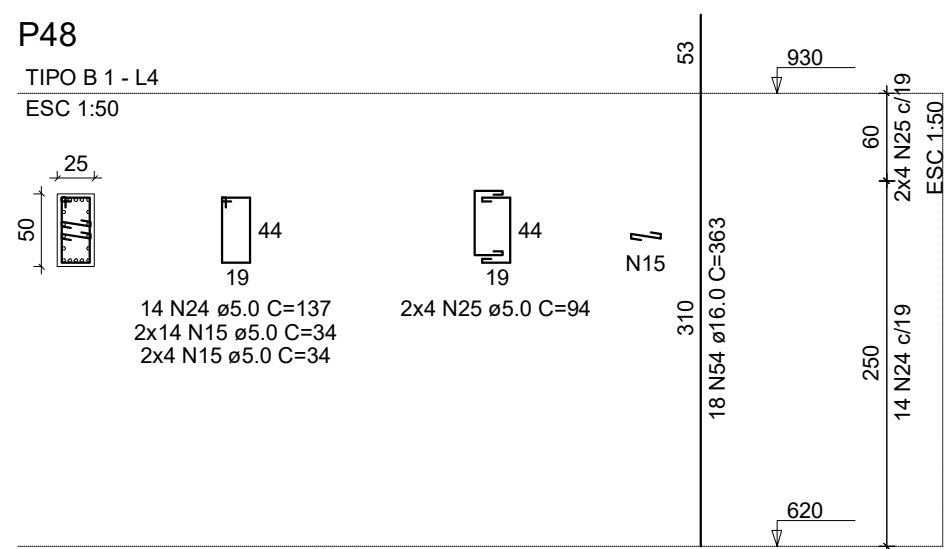
ESC 1:50



P48

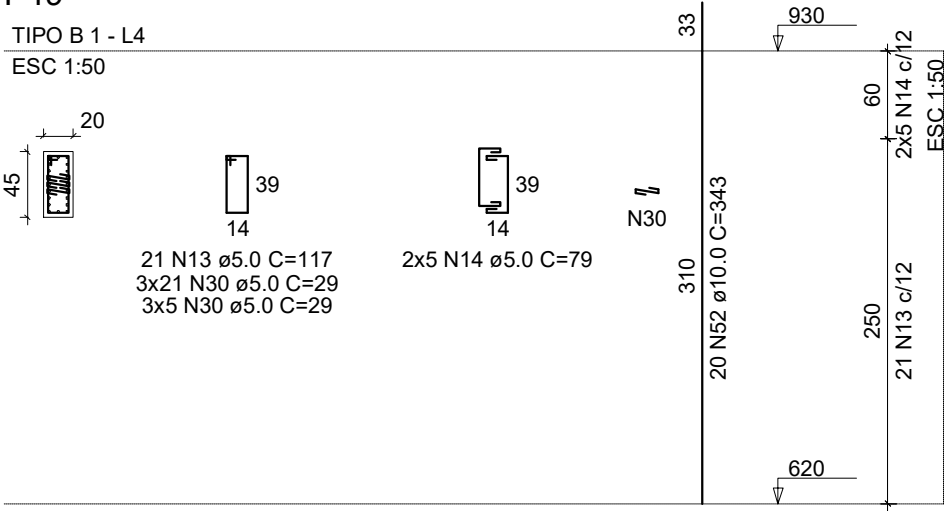
TIPO B 1 - L4

ESC 1:50



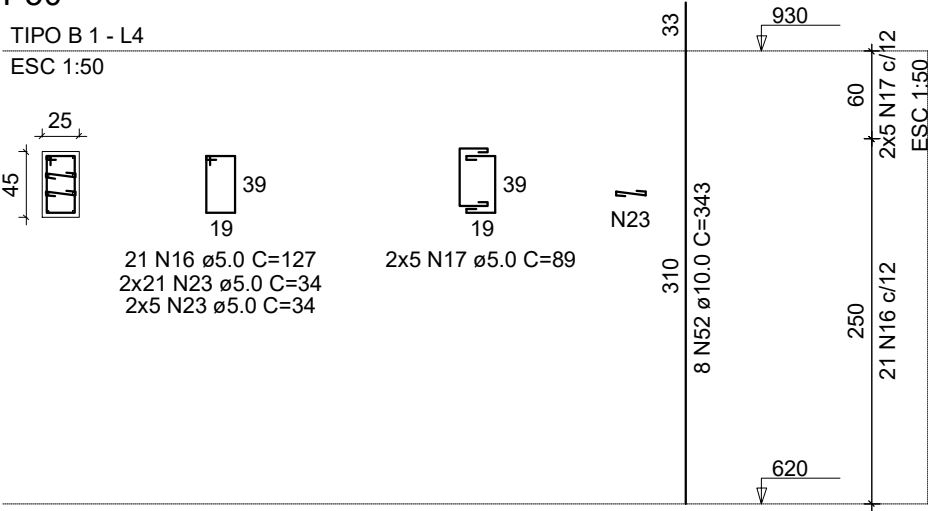
P49

TIPO B 1 - L4
ESC 1:50



P50

TIPO B 1 - L4
ESC 1:50



P51

TIPO B 1 - L4

ESC 1:50

70

20

14

64

14

64

310

53

930

240

13 N7 c/19

24 N54 \varnothing 16.0 C=363

2x4 N8 \varnothing 5.0 C=104

13x13 N4 \varnothing 5.0 C=29

7x13 N4 \varnothing 5.0 C=29

13 N7 \varnothing 5.0 C=167

7x4 N4 \varnothing 5.0 C=29

2x4 N8 \varnothing 5.0 C=104

13 N7 c/19

24 N54 \varnothing 16.0 C=363

2x4 N8 c/19

ESC 1:50

P52

TIPO B 1 - L4

ESC 1:50

67

930

70

2x4 N6 c/20

ESC 1:50

240

12 N5 c/20

620

310

14 N55 ø20.0 C=377

N12

44

14

2x4 N6 ø5.0 C=84

44

14

12 N5 ø5.0 C=127

3x12 N12 ø5.0 C=28

3x4 N12 ø5.0 C=28

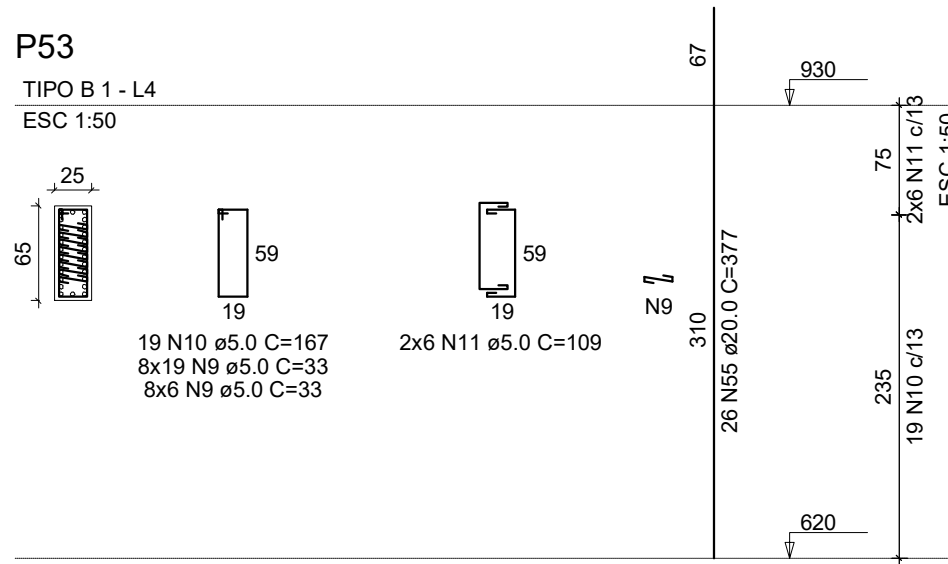
50

20

P53

TIPO B 1 - L4

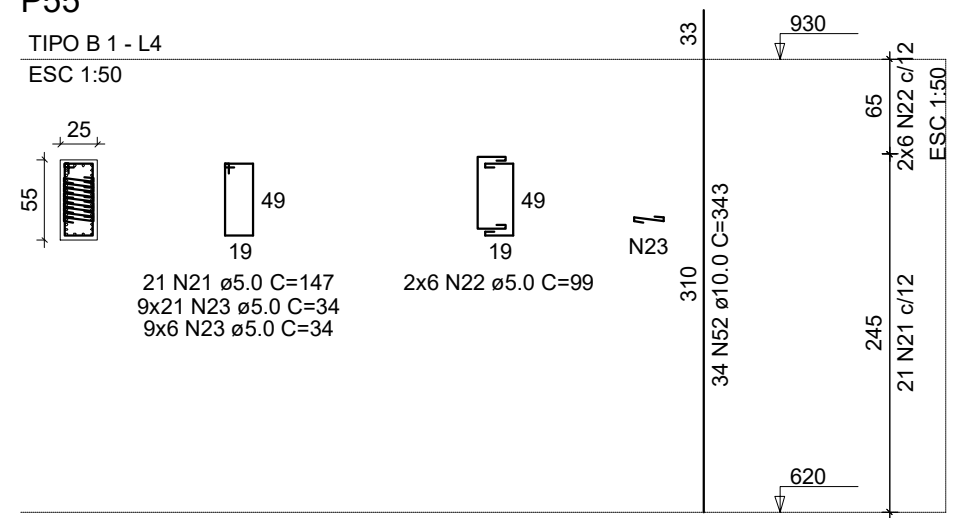
ESC 1:50



P55

TIPO B 1 - L4

ESC 1:50



P56

TIPO B 1 - L4

ESC 1:50

25

70

19

64

13 N19 ø5.0 C=177

5x13 N9 ø5.0 C=33

5x4 N9 ø5.0 C=33

2x4 N20 ø5.0 C=114

67

310

20 N55 ø20.0 C=377

620

930

65

2x4 N20 c/20

245

13 N19 c/20

ESC 1:50

P58

TIPO B 1 - L4

ESC 1:50

The drawing shows a staircase section with a total height of 310 units and a total width of 930 units. The staircase has a vertical rise of 240 units and a horizontal run of 620 units. The reinforcement details are as follows:

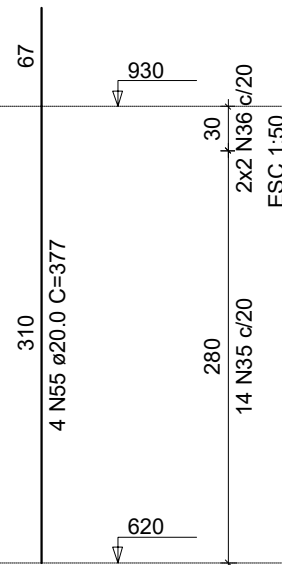
- Top Reinforcement:** 13 N24 $\varnothing 5.0$ C=137, 5x13 N15 $\varnothing 5.0$ C=34, 5x4 N15 $\varnothing 5.0$ C=34.
- Bottom Reinforcement:** 2x4 N25 $\varnothing 5.0$ C=94.
- Staircase Reinforcement:** 28 N54 $\varnothing 16.0$ C=363.
- Staircase Width:** 310.
- Staircase Height:** 240.
- Staircase Run:** 620.
- Staircase Rise:** 930.
- Staircase Slope:** ESC 1:50.

P59

TIPO B 1 - L4

ESC 1:50

20 20
14 14
14 N35 ø5.0 C=67
14
2x2 N36 ø5.0 C=54

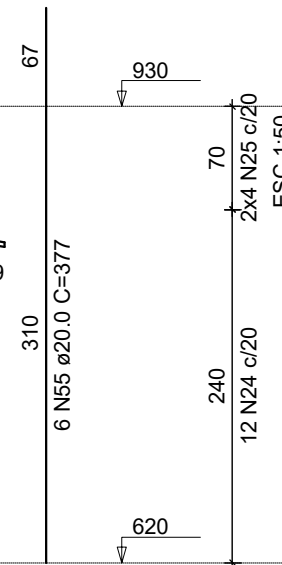


P60

TIPO B 1 - L4

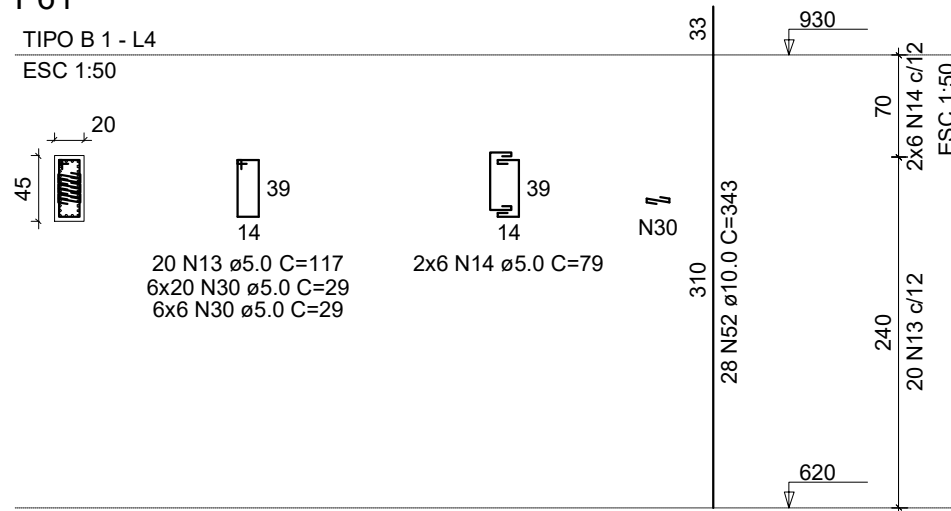
ESC 1:50

25 50
19 44
12 N24 ø5.0 C=137
12 N9 ø5.0 C=33
4 N9 ø5.0 C=33
2x4 N25 ø5.0 C=94
19 44
N9



P61
TIPO B 1 - L4
ESC 1:50

ESC 1:50

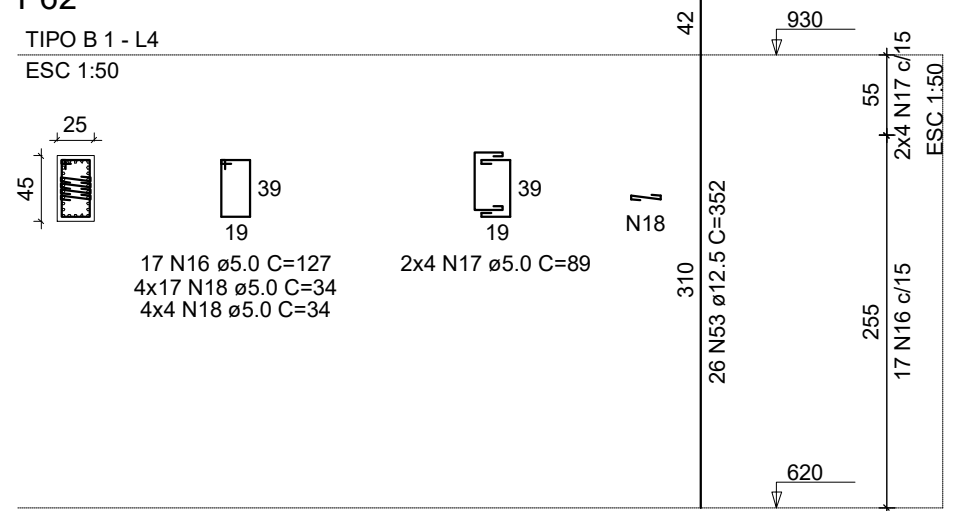


P62

TIPO B 1 - L4

ESC 1:50

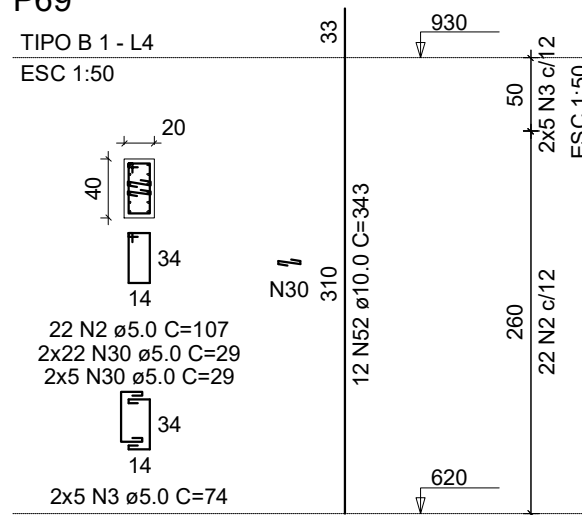
ESC 1:50



P69

TIPO B 1 - L4

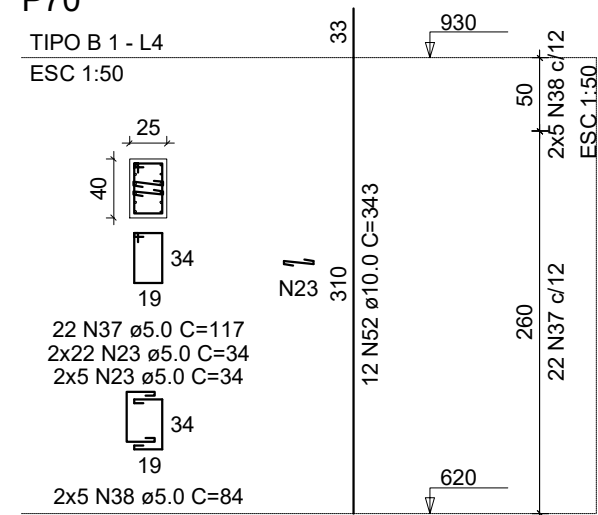
ESC 1:50



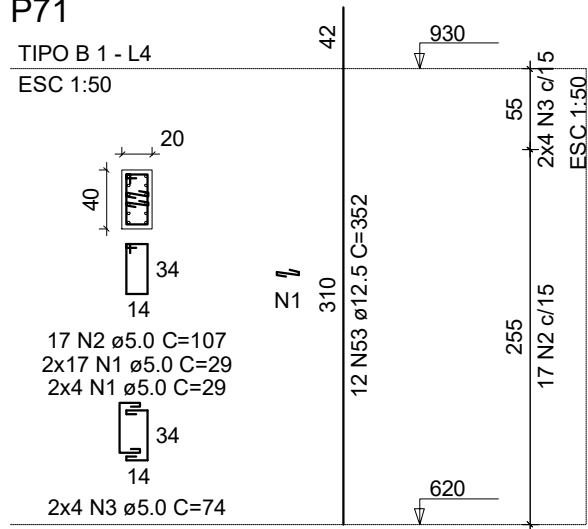
P70

TIPO B 1 - L4

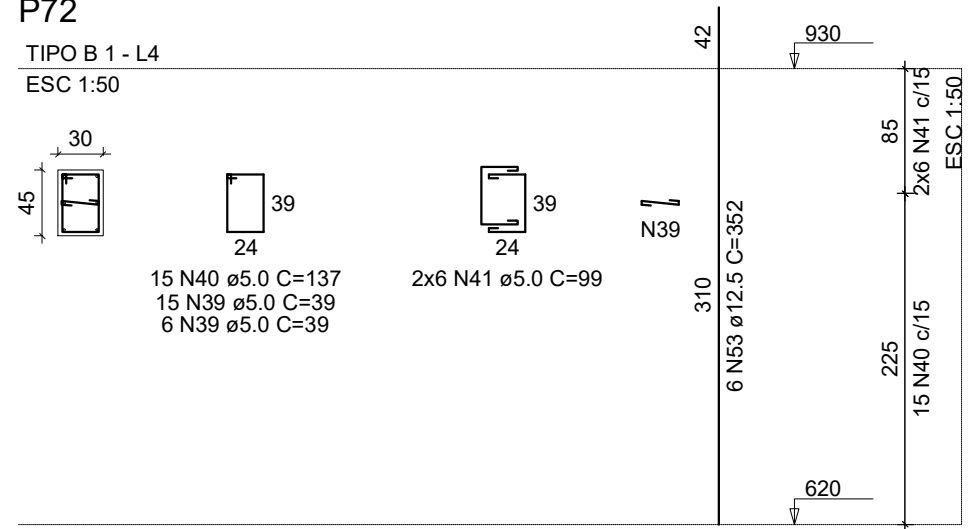
ESC 1:50



TIPO B 1 - L4
ESC 1:50

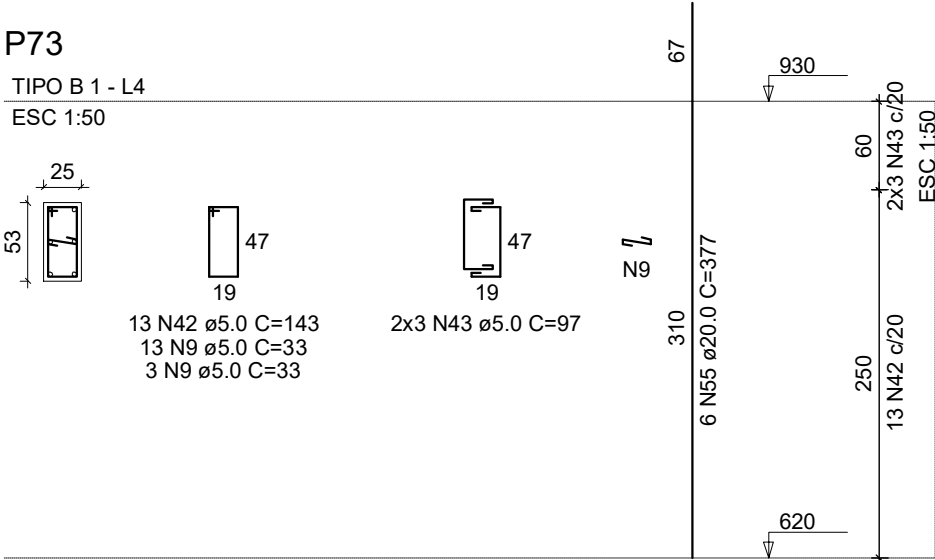


TIPO B 1 - L4
ESC 1:50



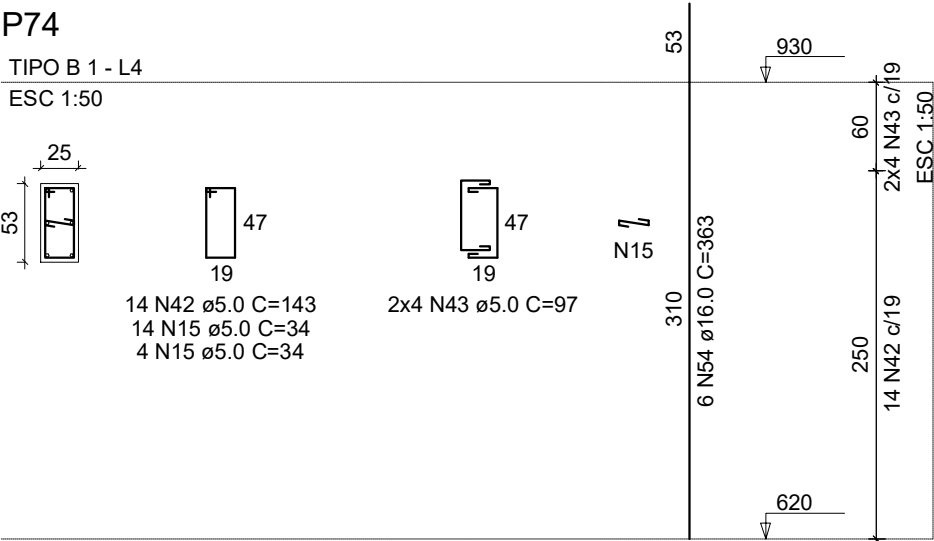
P73

TIPO B 1 - L4
ESC 1:50



P74

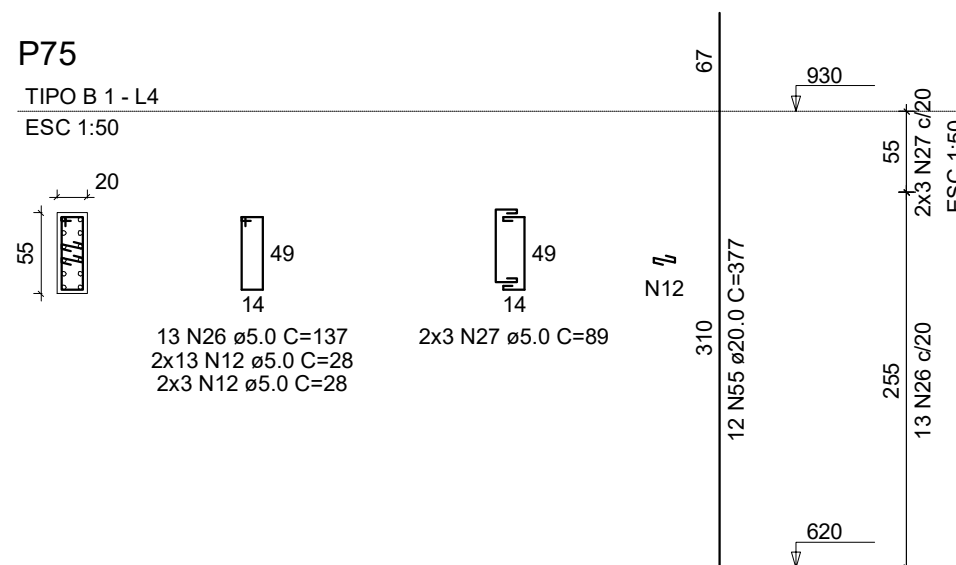
TIPO B 1 - L4
ESC 1:50



P75

TIPO B 1 - L4

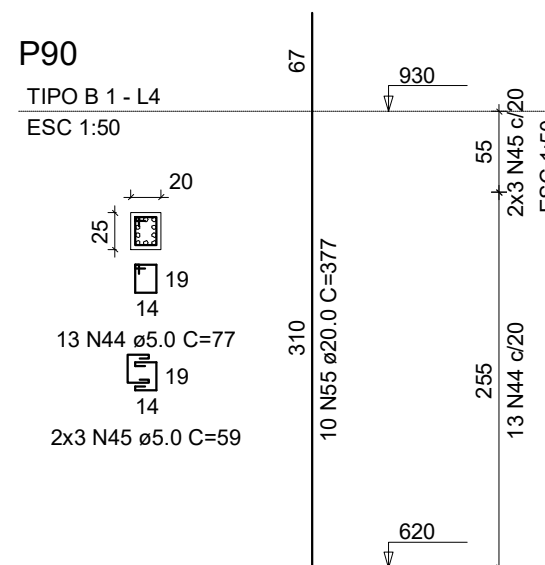
ESC 1:50



P90

TIPO B 1 - L4

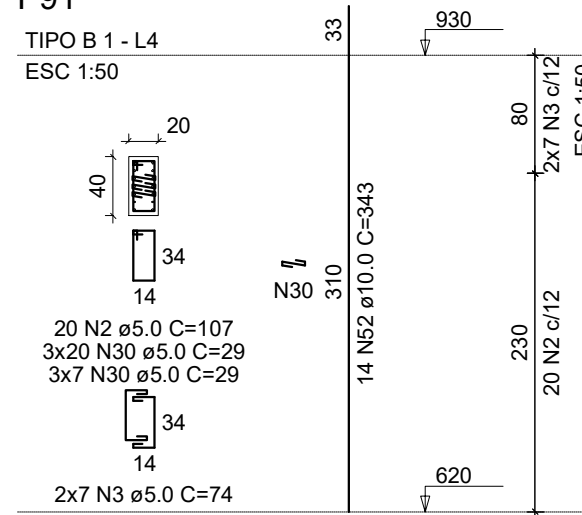
ESC 1:50



P91

TIPO B 1 - L4

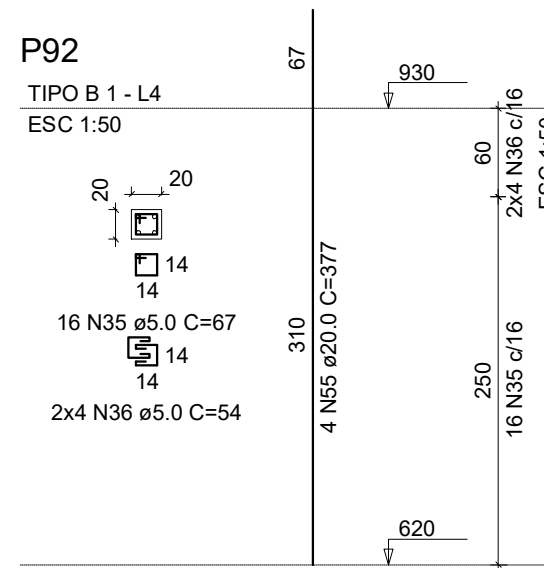
ESC 1:50



P92

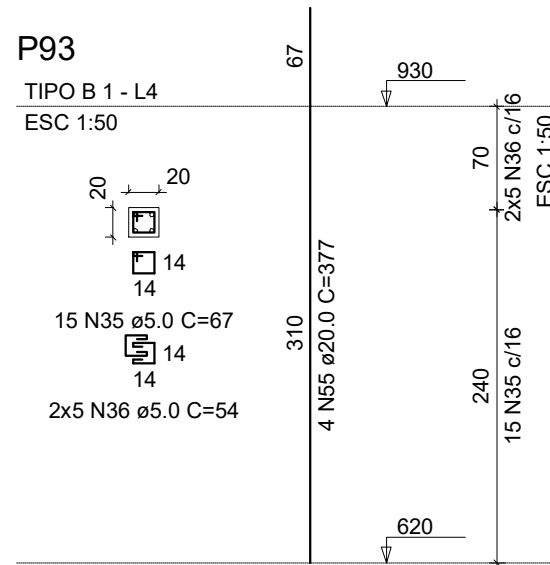
TIPO B 1 - L4

ESC 1:50



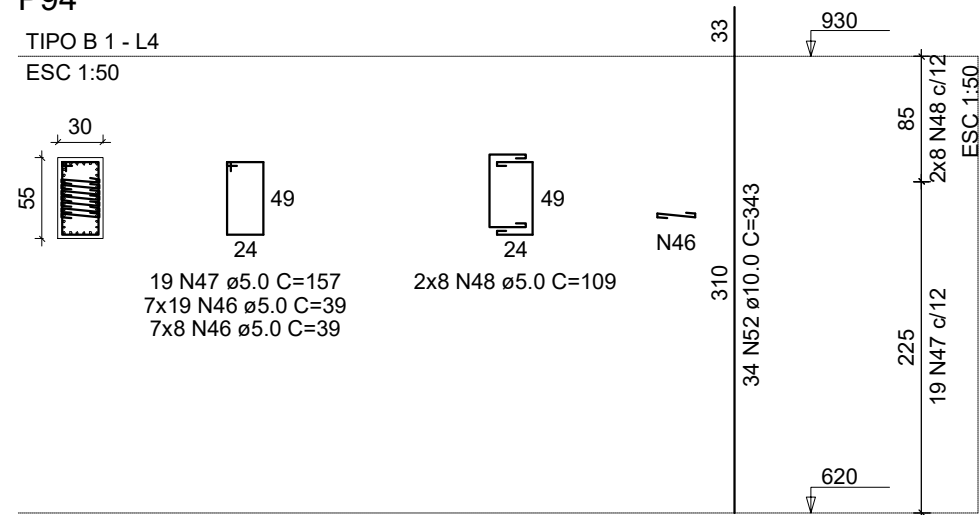
P93

TIPO B 1 - L4
ESC 1:50



P94

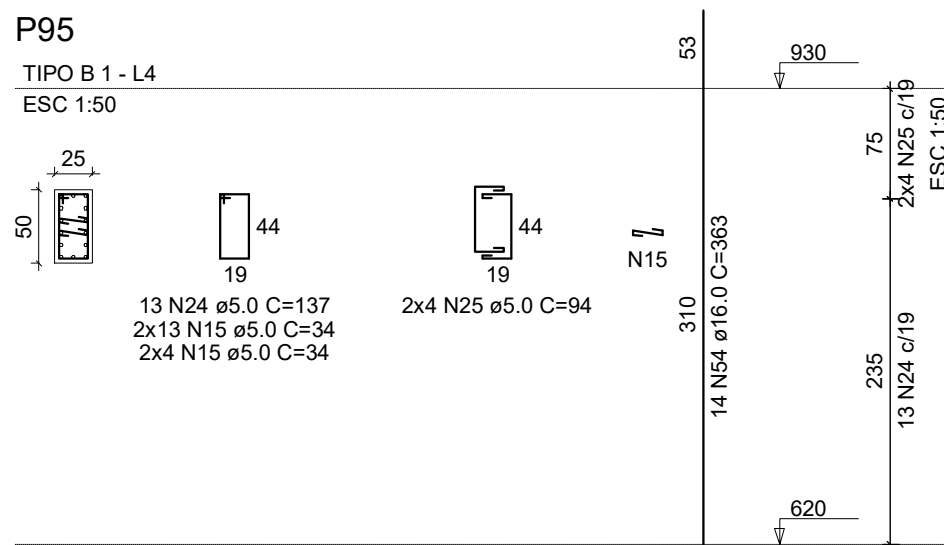
TIPO B 1 - L4
ESC 1:50



P95

TIPO B 1 - L4

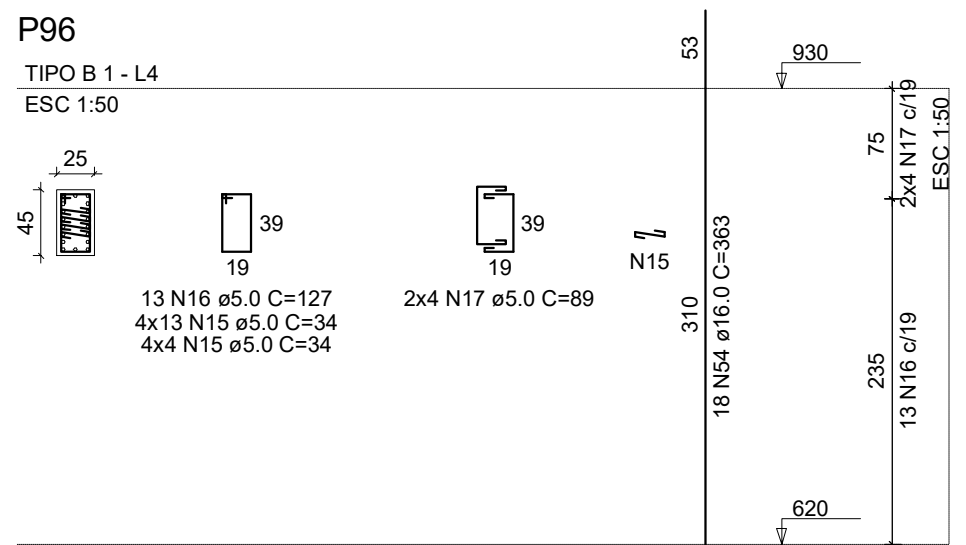
ESC 1:50



P96

TIPO B 1 - L4

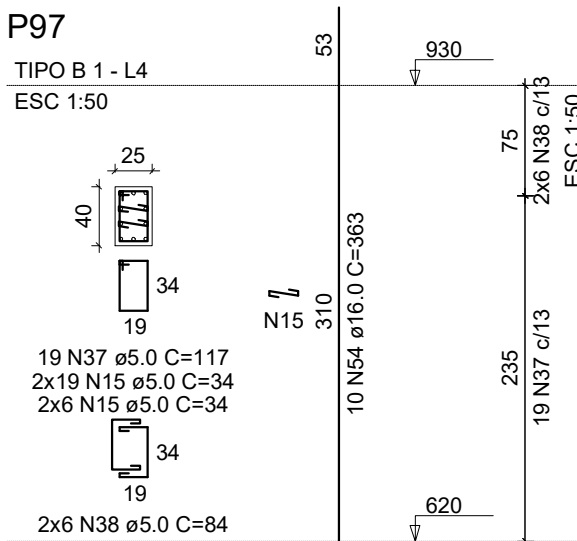
ESC 1:50



P97

TIPO B 1 - L4

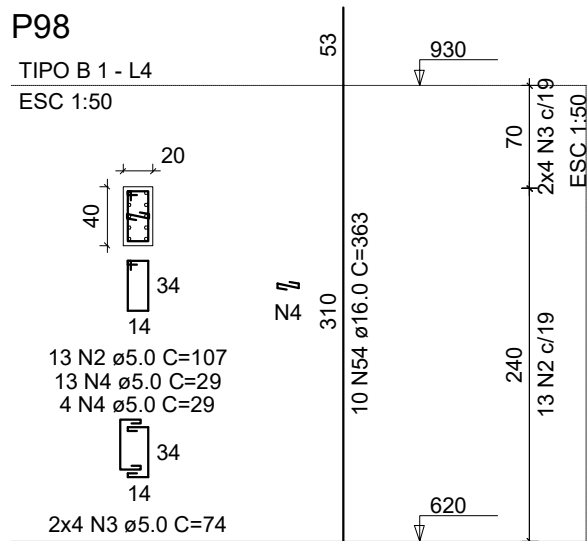
ESC 1:50



P98

TIPO B 1 - L4

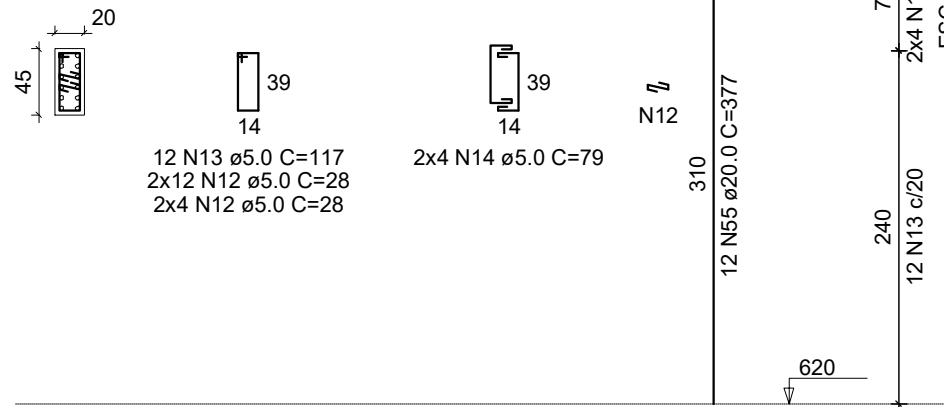
ESC 1:50



P99

TIPO B 1 - L4

ESC 1:50



RELAÇÃO DO AÇO

P15	P16	P17
P18	P19	P20
P22	P23	P24
P29	P30	P31
P32	P33	P34
2xP35	P37	P39
P40	P45	P46
P47	P48	P49
P50	P51	P52
P53	P55	P56
P58	P59	P60
P61	P62	P69
P70	P71	P72
P73	P74	P75
P90	P91	P92
P93	P94	P95
P96	P97	P98
P99	P100	

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	294	29	8526
	2	5.0	90	107	9630
	3	5.0	46	74	3404
	4	5.0	357	29	10353
	5	5.0	38	127	4826
	6	5.0	22	84	1848
	7	5.0	26	167	4342
	8	5.0	16	104	1664
	9	5.0	838	33	27654
	10	5.0	44	167	7348
	11	5.0	30	109	3270
	12	5.0	368	28	10304
	13	5.0	86	117	10062
	14	5.0	50	79	3950
	15	5.0	648	34	22032
	16	5.0	64	127	8128
	17	5.0	34	89	3026
	18	5.0	410	34	13940
	19	5.0	48	177	8496
	20	5.0	32	114	3648
	21	5.0	71	147	10437
	22	5.0	44	99	4356
	23	5.0	511	34	17374
	24	5.0	91	137	12467
	25	5.0	50	94	4700
	26	5.0	38	137	5206
	27	5.0	20	89	1780
	28	5.0	17	177	3009
	29	5.0	8	109	872
	30	5.0	1017	29	29493
	31	5.0	42	461	19362
	32	5.0	24	251	6024
	33	5.0	12	157	1884
	34	5.0	8	99	792
	35	5.0	45	67	3015
	36	5.0	22	54	1188
	37	5.0	41	117	4797
	38	5.0	22	84	1848
	39	5.0	21	39	819
	40	5.0	15	137	2055
	41	5.0	12	99	1188
	42	5.0	27	143	3861
	43	5.0	14	97	1358
	44	5.0	13	77	1001
	45	5.0	6	59	354
	46	5.0	189	39	7371
	47	5.0	19	157	2983
	48	5.0	16	109	1744
CA50	49	6.3	360	37	13320
	50	6.3	27	188	5076
	51	6.3	18	120	2160
	52	10.0	258	343	88494
	53	12.5	156	352	54912
	54	16.0	272	363	98736
	55	20.0	322	377	121394

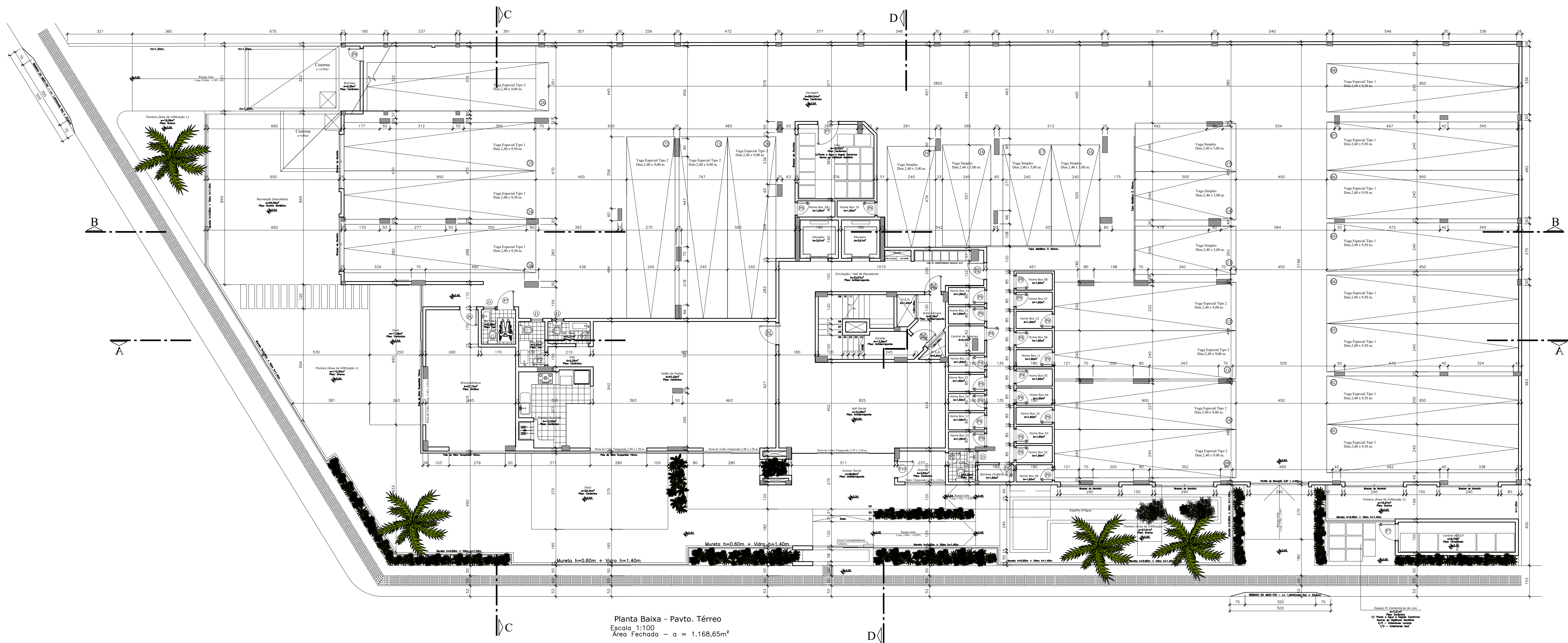
RESUMO DO AÇO

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA50	6.3	205.6	55.3
	10.0	884.9	600.2
	12.5	549.1	581.9
	16.0	987.4	1714.2
CA60	20.0	1213.9	3293.1
	5.0	3177.9	538.8
PESO TOTAL (kg)			
CA50	6244.7		
CA60	538.8		

Volume de concreto (C-30) = 21.48 m³

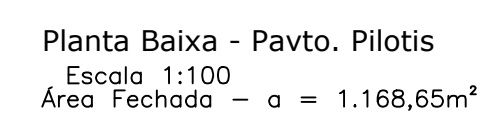
Área de forma = 265.98 m²

ANEXO A – PROJETOS ARQUITETÔNICOS



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Local	Data
	14/11/2017
Conteúdo	Planta Baixa Térreo
Responsável Técnico	Henrique de Souza
Escala	Folha
Indicada	01/06



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

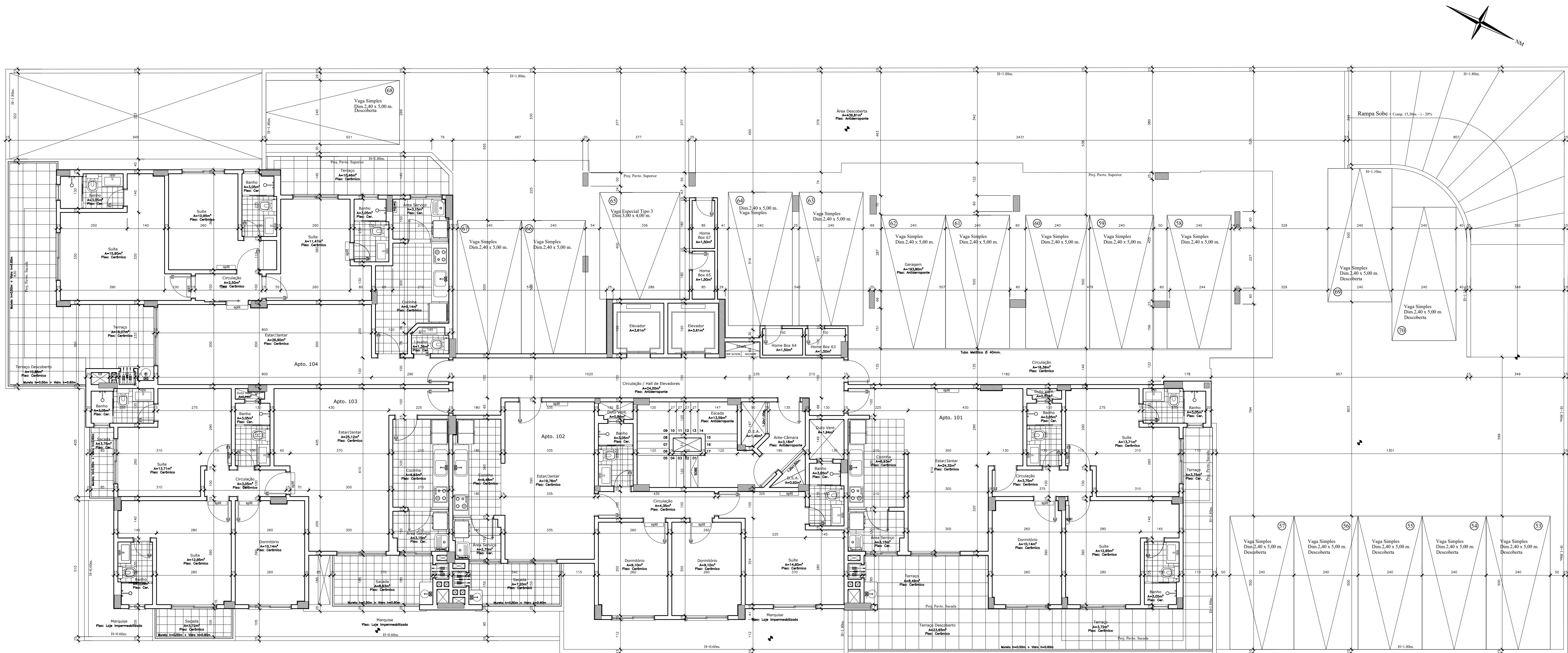
Local	Data
	14/11/2017

Conteúdo	Planta Baixa Pilotis
----------	----------------------

Responsável Técnico

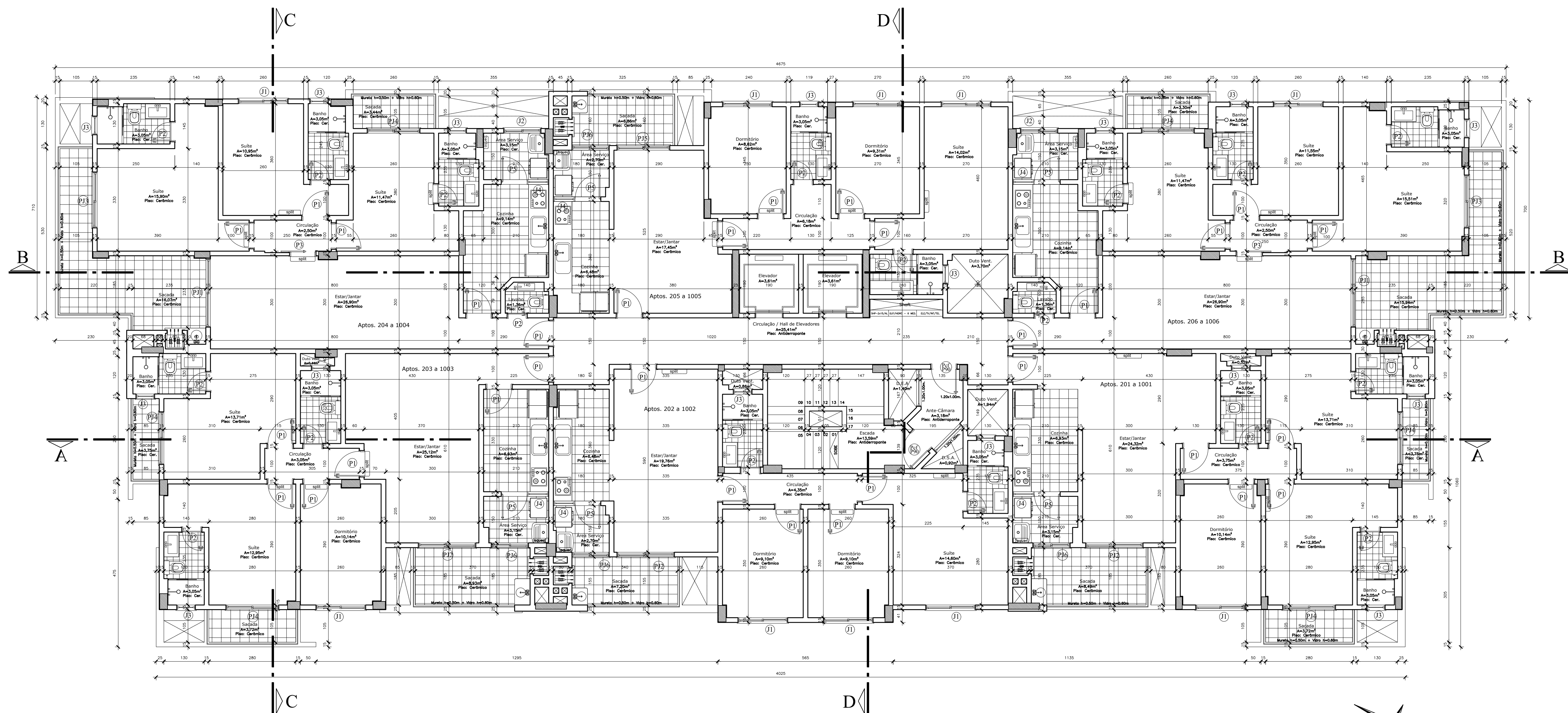
Henrique de Souza

Escala	Folha
Indicada	02/06



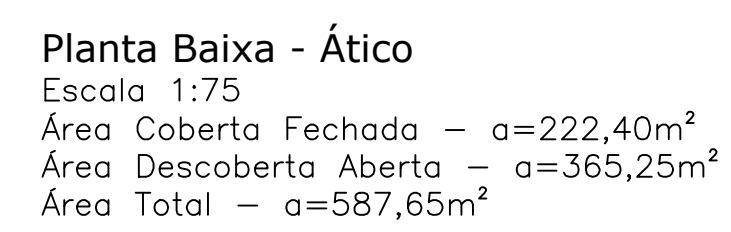
Planta Baixa - Pavimento Tipo A
Escala 1:75
Área Coberta Fechada – a=631,71m²
Área Descoberta Aberta – a=474,34m²
Área Total – a=1.106,05m²

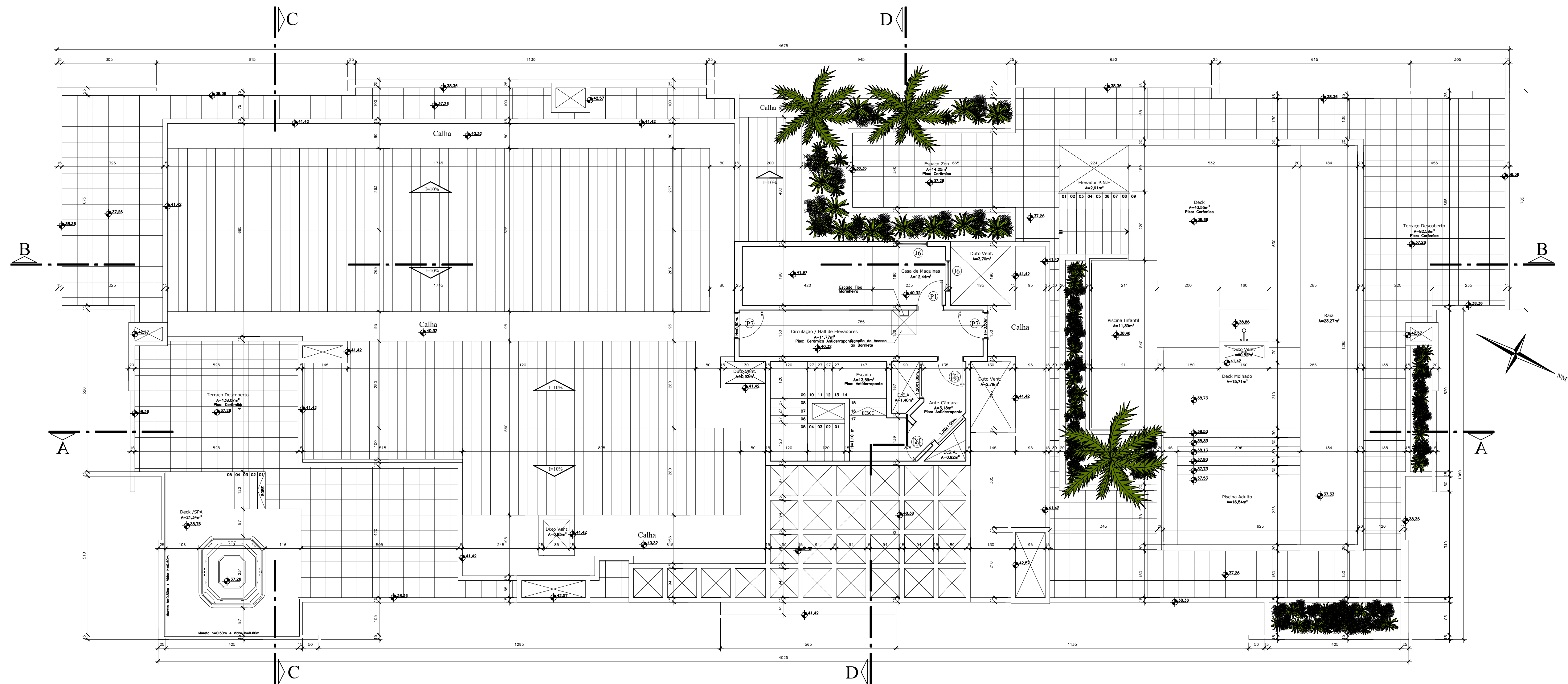
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO		
Local	Data	
	14/11/2017	
Conteúdo	Planta Baixa Tipo A	
Responsável Técnico	Henrique de Souza	
Escala	Indicada	Folha
		03/06



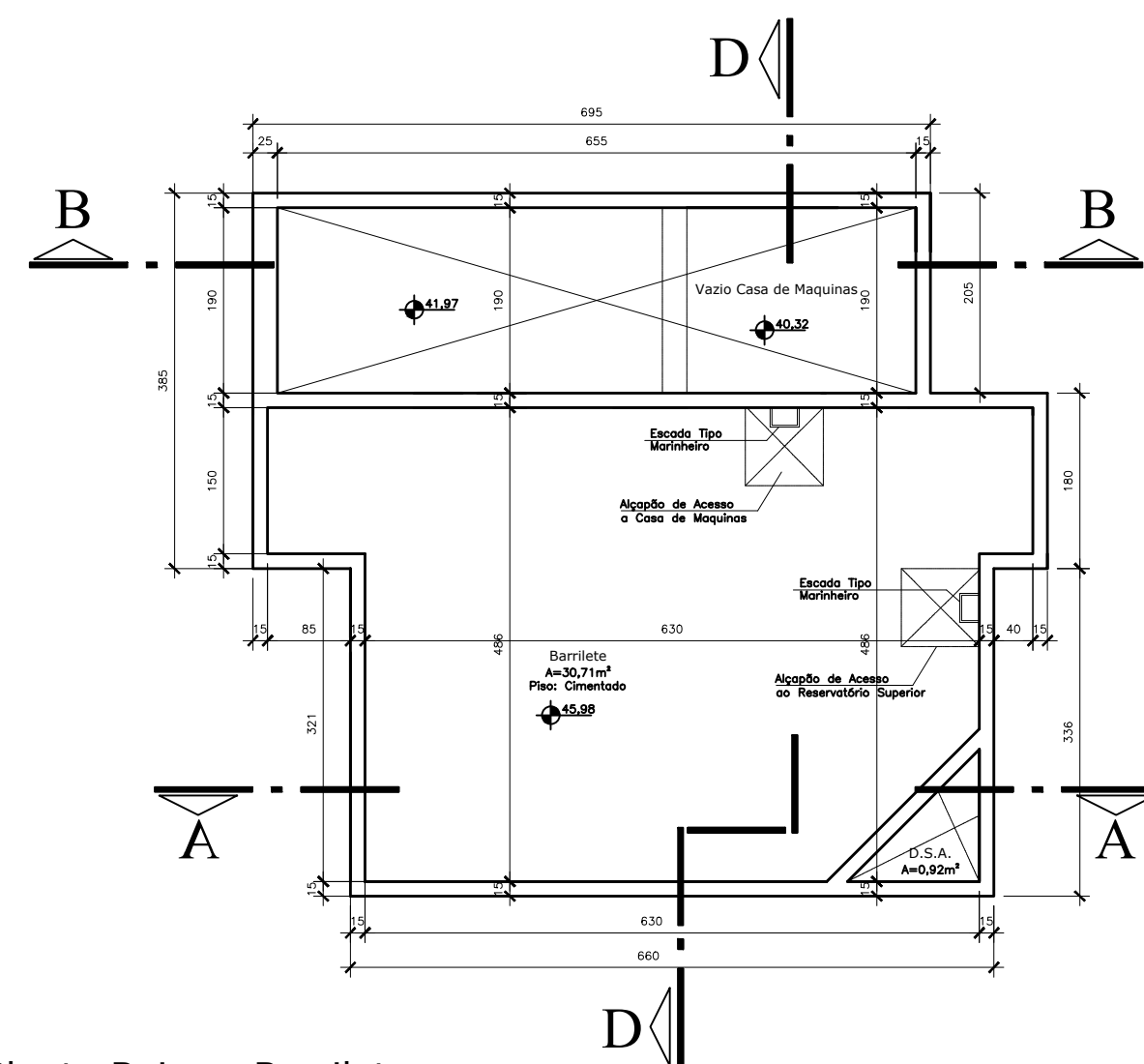
Planta Baixa - Pavimento Tipo B
 Escala 1:75
 Área Coberta - $a=631,71m^2$
 Área Sacada - $a=62,60m^2$
 Área Total - $a=694,31m^2$

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO	
Local	Data 14/11/2017
Conteúdo Planta Baixa Tipo B	
Responsável Técnico <div>Henrique de Souza</div>	
Escala Indicada	Folha 04/06

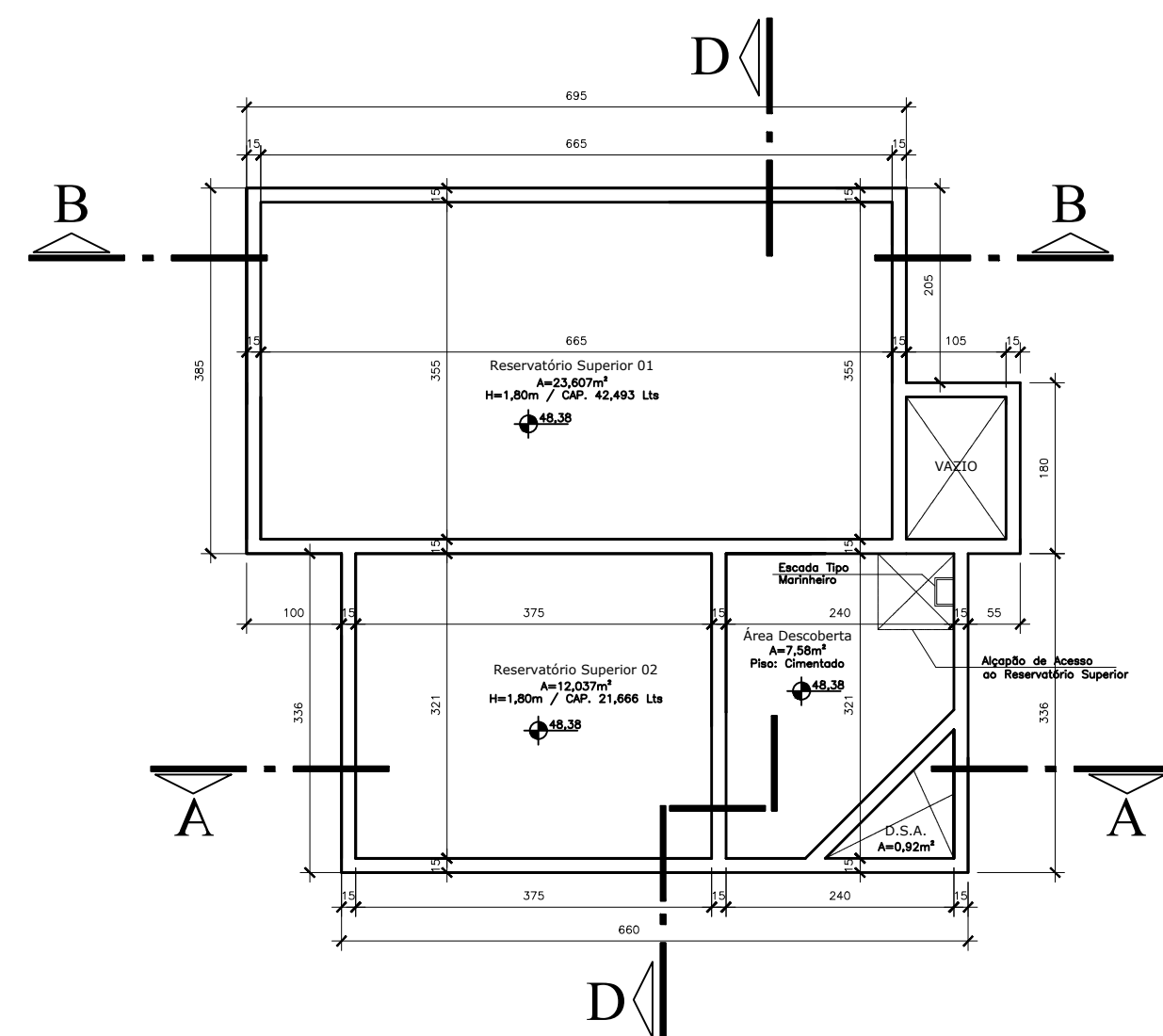
05/06



Planta Baixa - Casa de Máquinas
Escala 1:75
Área Total - $a=46,78m^2$



Planta Baixa - Barrilete
Escala 1:75
Área Total - $a=31,12m^2$



Planta Baixa - Reservatório Superior
Escala 1:75
Área Total - $a=47,20m^2$

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO		
Local	Data	
	14/11/2017	
Conteúdo	Planta Baixa Cobertura, Planta Baixa Barrilete, Planta Baixa Casa de Máquinas	
Responsável Técnico	Henrique de Souza	
Escala	Indicada	Folha
		06/06

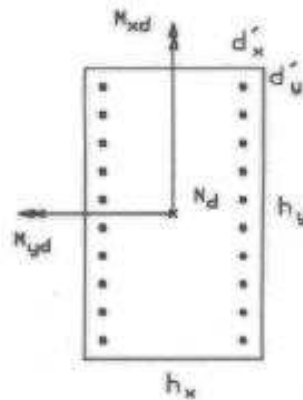
ANEXO B – ÁBACOS PARA FLEXÃO OBLÍQUA UTILIZADOS

$$\nu = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{A_c f_{cd} h_x}$$

$$\mu_y = \frac{M_{yd}}{A_c f_{cd} h_y}$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$$



CA-50 A

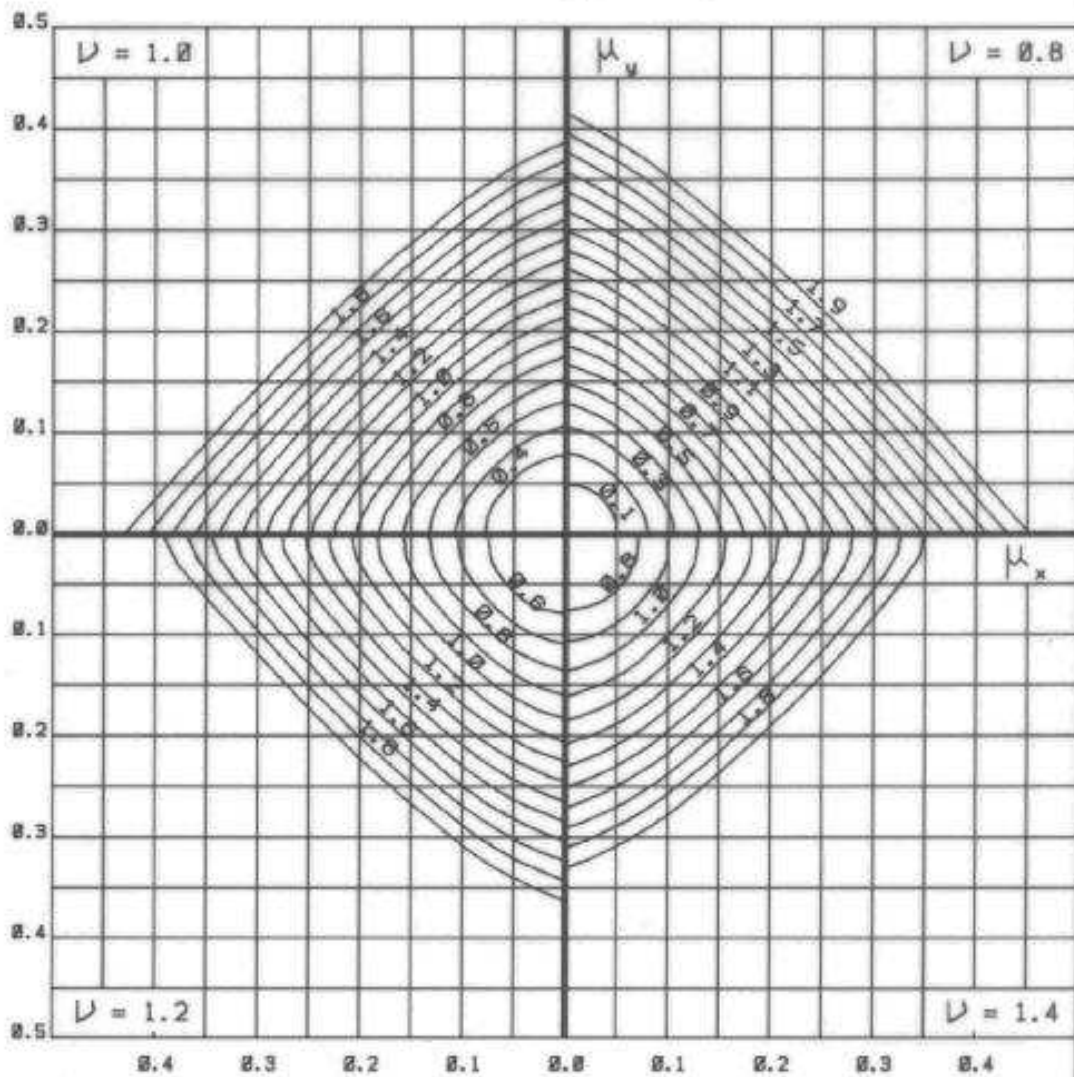
$$d'_y = 0.100 h_y$$

$$d'_x = 0.250 h_x$$

$$A_{sy}/A_s = 2/20$$

$$A_{sx}/A_s = 10/20$$

$$A_c = h_x h_y$$

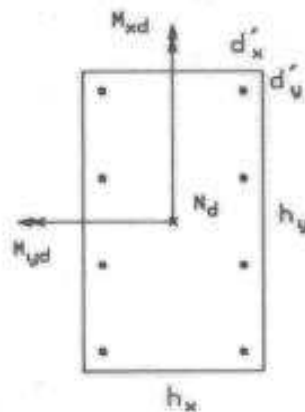


$$\nu = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{A_c f_{cd} h_x}$$

$$\mu_y = \frac{M_{yd}}{A_c f_{cd} h_y}$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$$



CA-50 A

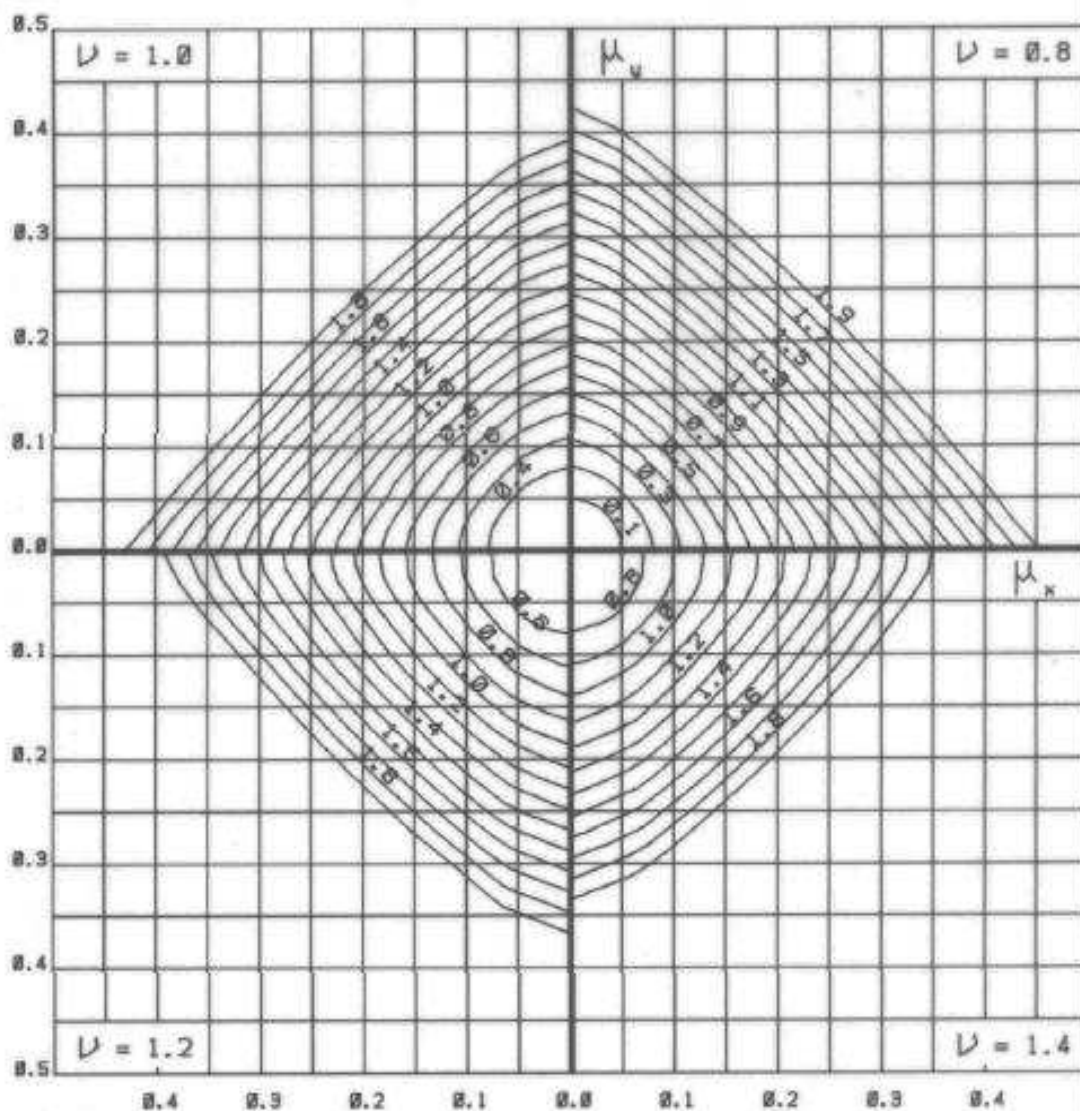
$$d'_y = 0.150 h_y$$

$$d'_x = 0.250 h_x$$

$$A_{sy}/A_s = 2/8$$

$$A_{sx}/A_s = 4/8$$

$$A_c = h_x h_y$$

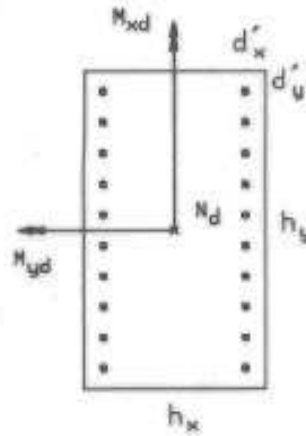


$$\nu = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{A_c f_{cd} h_x}$$

$$\mu_y = \frac{M_{yd}}{A_c f_{cd} h_y}$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$$



CA-50 A

$$d'_y = 0.100 h_y$$

$$d'_x = 0.200 h_x$$

$$A_{sy}/A_s = 2/20$$

$$A_{sx}/A_s = 10/20$$

$$A_c = h_x h_y$$

